



TITLE:

粘性土の力学的挙動と安定解析への適用に関する研究(Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

軽部, 大蔵

---

CITATION:

軽部, 大蔵. 粘性土の力学的挙動と安定解析への適用に関する研究. 京都大学, 1975, 工学博士

ISSUE DATE:

1975-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r2750>

RIGHT:

# 粘性土の力学的挙動と 安定解析への適用に関する研究

1974年11月

神戸大学工学部

軽部大蔵

# 粘性土の力学的挙動と 安定解析への適用に関する研究

1974年11月

神戸大学工学部

軽部大蔵

## ま え が き

この論文の目的は、著者が一貫して続けてきた飽和粘土の応力・ひずみ関係の研究をとりまとめ、今後進むべき方向を明確にすることである。構成は、まず第1章では、一般に認められている実験事実と著者の実験的研究の成果をふまえて応力・ひずみ式を誘導している。第2章では、第1章の応力・ひずみ式に時間効果を導入している。第3章・4章では、著者の実験結果と第1章・2章の理論を比較検討している。第5章では試料の力学試験結果を現場に適用する際に生ずる問題を考察している。

論文全体を通じる視点は、有効応力の他に応力履歴によって土粒子間に発生する内力が土塊のひずみに与える影響におかれているが、各章はそれぞれある程度独自の目的を持っている。第1章・2章は、等方的な弾性式を基礎として、正規圧密粘土の応力・ひずみ・時間関係式を導いたものであり、ポアソン比とヤング率の理論値も求められている。第3章は主応力空間内で破壊面や等ひずみ面を調べる目的でおこなった実験的研究であるが、この論文では第1・2章の理論式の検証にも用いられている。第4章は、過圧密粘土の力学的挙動に及ぼす粒子間内力の影響に関する実験的研究が中心となっており、先行圧密応力の重要性を強調している。第5章は、土構造物の建設に際して実施されるサンプリングと、その力学試験の結果を設計に適用する手法を扱っており、問題を、現場と室内試験の力学的条件の違いから必然的に導入されねばならない安全率と、サンプルから母集団を推定する確率過程に分けて論じている。

# 総 目 次

	ページ
序 章 .....	1
第 1 章 正規圧密粘土の応力・ひずみ式 .....	7
1・1 従来の研究と著者の視点 .....	7
1・2 軸対称圧縮状態の基本式 .....	11
1・3 応力・ひずみ式の実用計算法 .....	22
1・4 中間主応力係数一定状態の応力・ひずみ式 .....	27
1・5 応力・ひずみ式の実用計算法 .....	34
1・6 非排水試験 .....	38
1・7 ボアソン比の理論値 .....	47
1・8 ま と め .....	49
第 2 章 正規圧密粘土の時間効果 .....	51
2・1 初期接線係数 .....	51
2・2 応力・ひずみ・時間関係 .....	54
2・3 ヤング率の理論値 .....	57
2・4 ま と め .....	58
第 3 章 正規圧密粘土の力学的挙動に関する実験的研究 .....	59
3・1 軸対称応力条件下の圧密非排水試験 .....	62
3・2 複合応力条件下の圧密非排水試験 .....	69
3・3 中間主応力係数一定のクリープ試験 .....	73
3・4 平面変形試験 .....	75
3・5 軸対称応力条件下の異方圧密試験 .....	85
3・6 Stress-Probe 試験 .....	90
3・7 ま と め .....	94
第 4 章 過圧粘土の力学的挙動と有効応力 .....	96
4・1 粘土の構造と Hvorslev の式 .....	98
4・2 等含水比面内でのクリープ特性 .....	103
4・3 見かけの先行荷重 .....	107
4・4 ま と め .....	109

第 5 章 土質試験結果の安定解析への適用 .....	111
5・1 安定解析法の現状と問題点 .....	111
5・2 安定解析の方針 .....	113
5・3 必要安全率 .....	113
5・4 破壊確率の導入 .....	117
5・5 破壊確率に関する諸問題 .....	118
5・6 アースダムへの破壊確率 .....	119
5・7 ま と め .....	127
第 6 章 結 論 .....	128
謝 辞 と 結 語 .....	130
参 考 文 献 .....	131

# 序 章

## 1 研究の目的

人類は、自らをとりまく自然界に働きかけ、その反応を分析して自然界を支配する法則の一端を知り、つぎには、この法則を利用してより合理的に自然に働きかけるという方法を繰返して文明を発展させてきた。

土は人類が地球上に生まれて以来、もっともなじみ深い自然物であり、そしてもっともよく利用した材料でありながら、このような文明の発展過程にはあまり貢献してこなかったようである。この理由は、一日に土といっても材質がさまざまであり、また同じ土でも環境によって性質がはなはだしく変化するので、低い文明のもとでは自然法則を学びとる対象とするには複雑すぎたためであろう。

Terzaghi による有効応力の原理の発見は、土の研究にとって分析的手法がいかに大切であることを教えている。もちろん、有効応力の原理なしに土の応力・ひずみ関係を導くことは可能であるし、むしろその逆に、現場問題に有効応力の原理にもとづいた土質力学の研究成果を適用するには、全応力の式へもどしてやる必要すらある。にもかかわらず有効応力の原理が土の力学的性質の研究に飛躍をもたらしたのは、土塊に作用する応力——全応力を、土塊のひずみを支配する応力——有効応力と、そのひずみに関与しない中立応力に分割したところにある。

土塊の応力・ひずみ関係は、土粒子間力の変化の反映である。ところが、正規圧密状態にある飽和粘性土を三軸圧縮試験するというように、一定の応力履歴の試料を一定の応力システムのもとで試験する場合には、土塊の有効応力と、土粒子間力は比例関係を保つために、見かけ上、有効応力が土塊の応力・ひずみ関係を完全に支配するかのような結果を得る。このことは、応力・ひずみ関係の極限状態である破壊応力条件について、「1つの試料塊から切り出された供試体の破壊応力条件は、平均有効垂直応力そのものには無関係に、過圧密比によってきまる」という Henkel (1959) の実験結果により過圧密状態にまで拡張されている。すなわち、図 (i) はいろいろな過圧密比の飽和粘土をいろいろな全応力条件のもとで排水あるいは非排水三軸圧縮試験した結果を示しているが、図からわかるように、破壊応力比  $(\sigma_1/\sigma_3)_f/\sigma_3'/f$  は、過圧密比  $J_m/J_f$  によって決定される。ここに  $J_m$  は圧密時の有効垂直応力の一次不変量であり、 $J_f$  は破壊時の有効垂直応力の一次不変量である。しかし、図 (i) は同時に、過圧密比がわがえば、もはや破壊応力

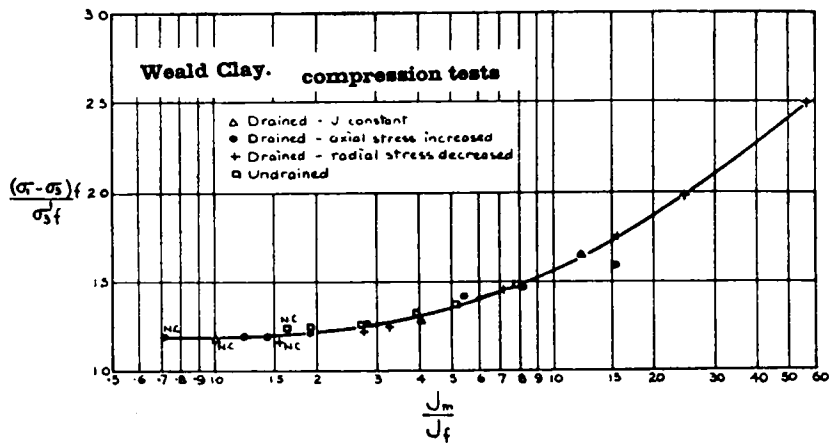


図 (i) 過圧密比と破壊応力の関係 (Henkel : 1959)

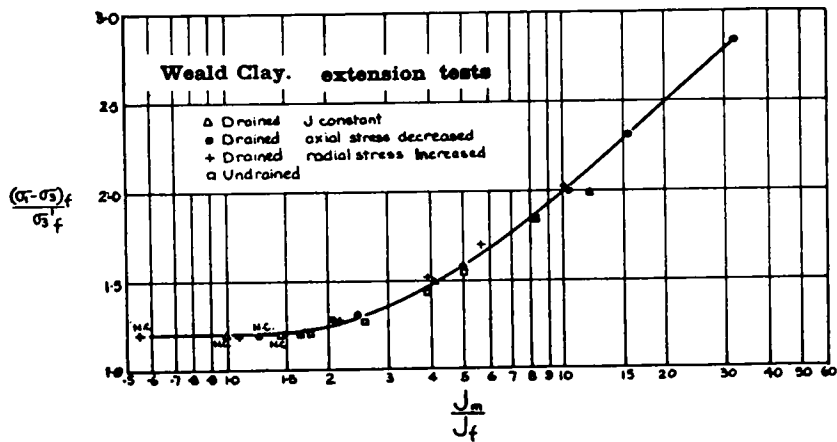


図 (ii) 過圧密比と破壊応力の関係 (Henkel : 1959)

比すら同一とならないことを示している。さらに 図-(ii)は、図-(i)と同じ試料を用いて三軸伸張試験 (Triaxial Extension Test) した結果を示しているが、図-(i)の三軸圧縮試験結果と比較すると過圧密比と破壊応力比の関係は等しくなく、応力システムのちがいが有効応力にもとづく破壊応力比に影響することを示している。

有効応力の原理の限界がもっとも端的にあらわれているのは、不飽和土における Collapse 現象である。不飽和土塊に有効応力の原理が成立するならば、有効応力  $\sigma'$  は、

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \dots\dots\dots (i)$$

ここに、 $u_a$ は間げき空気圧、 $u_w$ は間げき水圧、 $\chi$ は同一の試料では飽和度の関数である。式 (i)において、 $u_a = u_w$ 、 $0 \leq \chi \leq 1$ であるから、たとえば等方応力(全応力)  $\sigma$ を受けている土塊の間げき水圧  $u_w$ を上昇させて  $u_a$ に近付けると、左辺の  $\sigma'$ は減少するから土塊は膨張をおこしてもよ



いはずである。ところが、現実には土塊は著しい体積減少をひき起こす。この原因は、つぎのように考えられる。図 (iii) に示すように、不飽和土においては、相接する土粒子の間にまたがって水のメニスカスが存在しているが、これが土粒子接点の接平面に対する法線のまわりにつづみ共に発達しているために、毛管圧力成分 ( $u_w, u_w$ ) は土粒子の接平面に垂直な成分が卓越し、土粒子骨格構造を保持する方向に働く力となる。これに対して、土塊の境界を通じて土粒

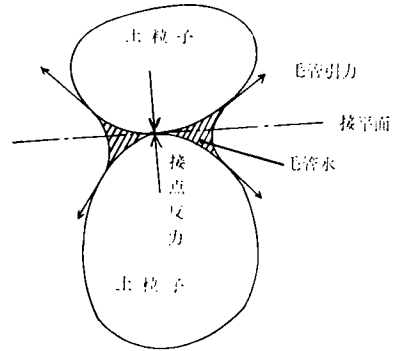


図 (iii) 不飽和土の毛管引力と接点反力

子に伝達される応力 ( $\sigma, u_w$ ) は、たとえ土塊の境界面においては等方応力であっても、個々の土粒子接点の接平面上では内力的なせん断力成分をも発生させるので、必ずしも骨格構造を保持する方向に作用しないために、前述のように  $u_w$  を  $u_a$  に近付けると、 $u_a, u_w$  が ( $\sigma, u_w$ ) に比べて小さくなり、( $\sigma, u_w$ ) によって局部的に発生していたせん断力によって骨格の崩壊が起こるものと考えられている。したがって、式 (i) は、骨格に対する作用の異なっている 2 つの成分を単純に加え合わせざるを得ない有効応力説の限界を示しているといえるであろう。

飽和土においては、有効応力以外の粒子間力は、分子間力やクーロン力であるが、飽和土の力学的挙動が過圧密比によって著しく異なるためには少なくとも粒子間力に対してつぎの 2 つの前提が必要である。まず、現在の有効応力に起因しない粒子間力の方向が、図 (iv) の曲線 ①② のようにある距離を境界として反撥力から引力に変化していることである。さもなくば、土粒子間

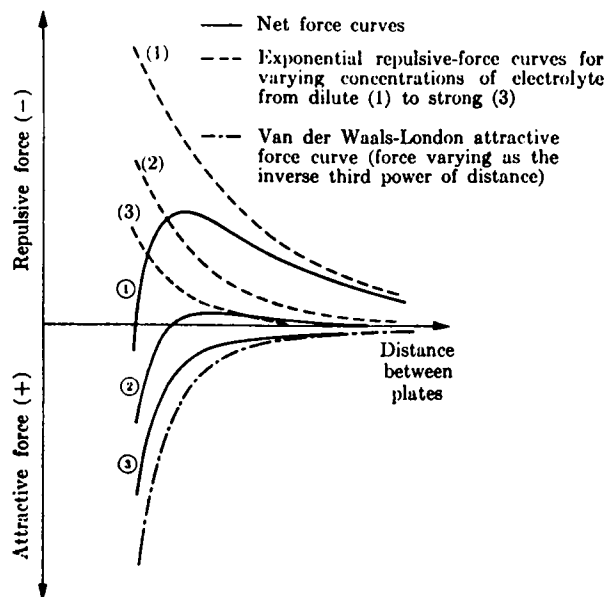


図 (iv) 粒子間力 (Scott ; 1963)

力は現在作用している有効応力で決定されるからである。前提の第2は、近接した土粒子間に働く引力が、工学上われわれが取扱う程度の大きさの有効応力によってひき起こされる土粒子間接点力よりかなり大きいことである。なぜならば、現在の有効応力にかかわらず、粒子間引力が、つねに土粒子間接平面に垂直に働くことができるような骨格構造ができれば、有効応力による接触力より卓越した大きさの粒子間引力が必要であると考えられるからである。

ところで、粒子間力に対する上述の2つの前提が満足されている場合でも、過圧密粘土の力学的挙動を解析する立場は2つ考えられる。その1つは、土粒子で形成される骨格構造が、土塊を通じて連続しているという立場であり、他の1つは、粒子間引力が卓越した部分ごとに団粒が形成され、土塊のひずみや破壊は、団粒と他の団粒の間で発生するという立場である。もし後者の立場に立つならば、同じ有効応力のもとにおかれた過圧密粘土と正規圧密粘土の力学的挙動の差異は、同じ有効応力のもとにおかれた粗粒土と細粒土の力学的挙動の差異に還元されるであろう。

土塊の力学的挙動に、有効応力によらない粒子間力がどの程度影響しているかを知るために、土の物理化学的研究が行なわれる。この研究方法は、普通、土粒子の吸着イオンや間けき水中の溶存イオンあるいは温度を種々にかえた供試体と同じ有効応力のもとで試験してひずみの差を解析するものである（たとえば *Moum and Rosenqvist; 1961*）。しかし、粒子間力の大きさが定量的に測定されない限り、このような研究からは定性的な成果しか期待し得ないであろう。

さて、土粒子接点における粒子相互のすべりは、摩擦則に支配されると考えられる。すなわち、接面上の合せん断力と合垂直力のなす角が摩擦角を超えようとするとき、この直交する2つの合力を含む平面内ですべり変位が起こるのである。したがって、土塊内の土粒子接点の接平面の方向の分布がランダムであり、粒子間力が現在の有効応力のみに構成されておれば土塊は有効応力表示の *Mohr Coulomb* の破壊応力条件を満足する。しかし、もし粒子間引力——これは、つねに接平面に垂直な成分が卓越している——があれば、土塊の有効応力表示の破壊応力条件は、*Von Mises* のそれにしたがう傾向を示すであろう。したがって、正規圧密粘土の粒子間引力の影響を知るには、非排水状態での三軸圧縮試験と三軸伸張試験を同じ正規圧密圧力のもとで圧密された2つの供試体についておこない、図 (v) a ように *Mohr* の破壊包絡線を引き、粘着力  $c^*$  を求めこの大小によって推論するのがよいと思われる。

一方、図 (v) (b) に示す *Hvorslev* の破壊包絡線は、それが接している破壊応力円の先行荷重

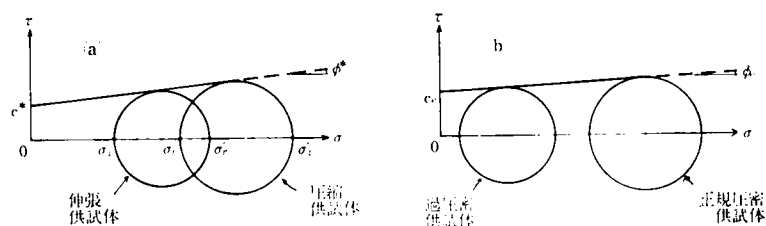


図 (v) (a) 正規圧密粘土の非排水圧縮および伸張試験  
(b) *Hvorslev* の破壊包絡線

がことになっているために、粘着力 $c$ はその供試体の粒子間引力も表わさず、もし、図 a' および b' の正規圧密圧縮供試体の破壊面が同一であれば、当然、 $c^* = c$  となる。

このように、粒子間引力は粘性土の破壊応力条件を左右するが、さらに応力・ひずみ関係の時間依存性を研究するレオロジーにおいては土粒子の結合「Bond」の概念が重要な役割を果たしている。したがって、現在の有効応力によらない粒子間引力を導入することにより、たとえば村山・柴田（1958）の土限降伏値と、有効応力表示の破壊包絡線の関係などが、より明確に説明されるものと思われる。本論文は、土粒子間引力を意識しつつまとめられているが、このような視点は、第 3 章および第 4 章の実験的研究を進める間に芽ばえたものである。したがって実験方法そのものは粒子間引力を明らかにするのに必ずしもふさわしいものではない。

## 2. 走査型電子顕微鏡による粘土構造の観察

砂のような粒状土については、土粒子の運動と、土塊のひずみの関係が定量的に研究されており、それをもとにして、いくつかの応力・ひずみ式が提案されている。たとえば、最上（1966）、松岡（1974 a）。これらの研究の特徴は、粒子の運動が、間げき比の分散、あるいは接点角分布などの統計量であらわされていることである。

粘性土の場合は、1 で述べたように、これらの統計量とともに、粒子間引力の作用を受けている接点の挙動の扱い方が問題となる。松岡（1974 b）は、Push（1970）の粘土骨格のスケッチを引用し、団粒が剛な単一の粒子として振舞うならば砂と粘土は同じ手法で有効応力にもとずいて解析できるとして、砂に対して導いた応力・ひずみ式を粘土に適用することに成功した。しかし、適用された応力・ひずみ式には供試体固有の実験定数 $\gamma_a$ （供試体の圧縮ひずみが最大となるときのせん断ひずみ）が含まれているので、この成功は団粒が剛体として挙動するという仮定の正しさを証明するものではない。

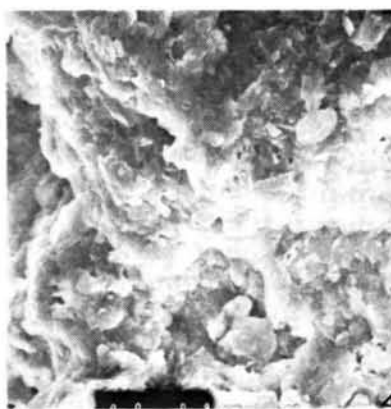
現在のところ、土塊中に団粒の存在を認めるかどうか、またその形成を認めるとしても、団粒自身の変形や破壊が土塊の応力・ひずみ関係に影響するほどに顕著に起こるかと考えるかどうか、などはいまだに想像の段階にあるといえるであろう。

粘土の構造を観察する有力な手段は、走査型電子顕微鏡（SEM）の利用である（松尾・嘉門；1973）。写真 i ～ iii は、著者の属する研究室において撮影された SEM 写真の一部である。SEM の供試体は、乾燥していて、しかも表面が導電性でなければならない。ここに示した写真の供試体は、自然乾燥による収縮を防ぐために凍結乾燥させた後、表面を粘着テープで取除いて新鮮な土粒子を露出させ、金蒸着を施した。このような作業が必要のために、1 つの供試体を変形させながら、それにとりまう土粒子の運動を観察することはできないが、その反面 SEM は焦点深度が深いので立体写真を撮影することが可能である。

写真 i は、久里浜から採取された縄文しちゅう積層粘土（平均間げき比 1.2）であるが、生物の化石を多数含んでいる（有松；1973）。写真 ii は東大阪市から採取された乱さないしちゅう積層粘土（平均間げき比 1.8）であるが、これを 1 つの土粒子と定義してよいかかわからないよう



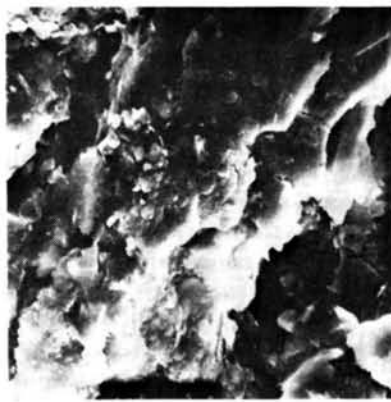
写真(i) 久里浜粘土 (500倍)



写真(ii) 乱さない東大阪粘土 (1500倍)



(a) 回転角=0°



(b) 回転角=10°

写真(iii) 締固め信楽粘土 (1500倍)

な複雑な状態にある（稲田；1974）。写真-(iii)(a),(b)は、粘土の異方構造を観察するために、信楽粘土を締固めた後、最大応力面に沿って切りとったものであり、間げき比は0.76、飽和度は91%である。これらを立体視すれば土粒子群が、階段状に積みかさなっており平行配列をうかがわせる（稲田；1974）。

有松および稲田は、これらのほかせん断面や異方圧密試料なども数多く立体視した。その結論は、①湿潤側の締固め時（写真-(iii)(a),(b)）には、最大応力面に沿う平行配列がみられる、②その他の場合は、全般的な異方構造は認められない、③間げき比が1～2程度であっても、粒子が扁平であるため、非常によく詰ったように見える、などである。

これらの観察結果にもとずき、以下の各章の議論は、①土塊はつねに等方性である、②土塊がひずむときは、団粒間で相対変位が起るだけでなく、団粒自体も変形する、という仮定のもとに進められている。

# 第 1 章 正規圧密粘土の応力・ひずみ式

目 次	ページ
1・1 従来の研究と著者の視点	7
1・2 軸対称圧縮状態の基本式	11
1・2・1 弾性式の修正	11
1・2・2 異方圧密中のひずみ増分比	13
1・2・3 エネルギー式	18
1・2・4 応力・ひずみ関係の理論解	20
1・3 応力・ひずみ式の実用計算法	22
1・3・1 応力・ひずみ式の近似解	22
1・3・2 計 算 例	23
1・4 中間主応力係数一定状態の応力・ひずみ式	27
1・4・1 中間主応力係数一定面	27
1・4・2 ひずみ増分式	29
1・4・3 異方圧密中のひずみ増分比	30
1・4・4 エネルギー式	31
1・4・5 応力・ひずみ関係の理論式	31
1・4・6 応力・ひずみ曲線の初期接線係数	32
1・5 応力・ひずみ式の実用計算法	34
1・5・1 応力・ひずみ式の近似解	34
1・5・2 応力空間内での等ひずみ面の形	34
1・6 非排水試験	38
1・6・1 軸対称圧縮状態の理論式	38
1・6・2 非排水試験中の間引き水圧	40
1・6・3 非排水試験結果の検討	41
1・6・4 非排水応力径路の一般的形状	44
1・7 ホアゾン比の理論値	47
1・8 ま と め	49

## 1.1 従来の研究と著者の視点

土構造物の変位の計算法の1つに、構造体の各要素の弾性諸定数を適当に仮定して弾性式を用いる方法がある。しかし、このような計算に用いられる弾性諸定数の決定方法は、土質力学的な根拠が薄弱なものが多い。

さて、土塊のヤング率  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  が応力に関係なく一定であれば、土塊に作用する応力が  $P_1(p_1, q_1)$  から  $P(p, q)$  に変化する際に生ずるひずみは次式であらわされる。

$$\nu = \frac{3(1-2\nu)}{E} p - \frac{3(1-2\nu)}{E} p_1 - \frac{3(1-2\nu)}{E} (p - p_1) \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\epsilon_d = \frac{1+\nu}{E} q - \frac{1+\nu}{E} q_1 - \frac{1+\nu}{E} (q - q_1) \dots\dots\dots (1.2)$$

ただし、土塊に作用する有効応力を  $\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$  とし、その方向のひずみを  $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$  と定め、 $\nu = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$ 、 $\epsilon_d = \epsilon_1 - \epsilon_3$ 、 $q = \sigma_1' - \sigma_3'$ 、 $p = (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$  とおく。

一般に土塊の弾性諸定数は応力の関数であるから、通常、式(1.1)および式(1.2)は、微少量  $\Delta p$ 、 $\Delta q$  を導入して  $p = p_1 + \Delta p$ 、 $q = q_1 + \Delta q$  とおいて、つぎのように書き改められる。

$$\Delta \nu = \frac{3(1-2\nu)}{E} \Delta p \dots\dots\dots (1.1a)$$

$$\Delta \epsilon_d = \frac{1+\nu}{E} \Delta q \dots\dots\dots (1.2a)$$

ところが、式(1.1a)において、 $\Delta p > 0$  とすれば、 $\Delta \nu > 0$  となって、 $\Delta q$  のいかなる値に対しても  $\Delta \nu > 0$  となるので、この式はダイラテンシー(dilatancy；ダイレイタンスー)現象を表現できないことがわかる。

Pickering (1970) は土塊を直交異方弾性体と仮定するとき、各方向のヤング率およびポアソン比がとり得る値の範囲を明示し、この仮定のもとで原理的にダイラテンシーが表現できることを示した。しかし直交異方弾性体を表現するには5個の独立変数を必要とするが、これらを土塊の示すせん断挙動に合わせて定式化することは容易でない。また、実験的には、等方圧密された土塊でもせん断開始の瞬間からダイラテンシーをおこすが、これを説明するには等方圧密状態の土塊がすでに異方性であるとしなければならぬなど問題が多い。

さて、式(1.1)および式(1.2)において、ヤング率  $E$  およびポアソン比  $\nu$  が応力の関数であるならば、一般に用いられている式(1.1a)および式(1.2a)のかわりにつぎの式が成立すべきである。

$$\nu = \frac{3(1-2\nu)}{E} p - \frac{3(1-2\nu)}{E_1} p_1 \dots\dots\dots (1.3)$$

$$\epsilon_d = \frac{1-\nu}{E} q - \frac{1-\nu_1}{E_1} q_1 \quad (1.4)$$

ここは  $E$  および  $\nu$  は応力状態  $P(p, q)$  におけるヤング率およびポアソン比,  $E_1$  および  $\nu_1$  は応力状態  $P_1(p_1, q_1)$  におけるヤング率およびポアソン比である。上式において,

$$\frac{3(1-2\nu)}{E} = K \quad (1.5)$$

$$\frac{1+\nu}{3(1-2\nu)} = \nu' \quad (1.6)$$

$$q = (\sigma_1' + \sigma_3') - \eta p \quad (1.7)$$

とおくと, 式 (1.3) および式 (1.4) はそれぞれつぎのように書きなおされる

$$\nu = Kp + K_1 p_1 \quad (1.3a)$$

$$\epsilon_d = \nu' K p \eta - \nu_1' K_1 p_1 \eta_1 \quad (1.4a)$$

応力状態を軸対称圧縮状態 ( $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$ ) に限定すると, 式 (1.3a) および式 (1.4a) の微分形はつぎのようになる。

$$d\nu = \frac{\partial(Kp)}{\partial p} dp + \frac{\partial(Kp_1)}{\partial \eta} d\eta \quad (1.8)$$

$$d\epsilon_d = \frac{\partial(\nu' K p \eta)}{\partial p} dp + \frac{\partial(\nu' K p \eta)}{\partial \eta} d\eta \quad (1.9)$$

式 (1.8) および式 (1.9) を解くためには,  $K$  および  $\nu'$  を応力  $p$  およびその関数として表現しなければならない。そのために, 応力を受けている土塊の釣合条件式や多くの研究者が認めている実験事実を利用することを考える。また, 実験事実には正規圧密粘土について多く蓄積されているので, 考察を正規圧密状態に限ることとする。

Rowe (1962) は規則正しく積み上げた剛球の集合体の応力・ひずみ式を, 球の接点における釣合条件から導き, 実験との対応を調べた。その結果, 集合体のひずみを, 実測された最大球間距離から計算すると理論と実験はよく一致することがわかった。Rowe (1963) は, この考え方を一般の粒状体に拡張し, 軸対称圧縮状態に対してつぎの式を提案している。

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \tan(45^\circ + \frac{\phi_\mu}{2}) (1 + \frac{1}{\epsilon_1} \cdot \frac{d\dot{V}}{V}) \quad (1.10)$$

ここに  $\phi_\mu$  は粒子表面の摩擦角,  $\dot{\epsilon}_1$  は主ひずみ (圧縮を正とする) の増分,  $(d\dot{V}/V)$  は体積膨張率 (膨張を正とする) の増分である。

式 (1.10) は, 砂質土の三軸圧縮試験の初期にあられる体積圧縮現象を表現することができな

い。さらに正規圧密粘土も同様に圧縮試験中に体積圧縮をひき起こすから、この式を適用することはできない。

Roscoe and Thurairajah (1963) は、つぎの仮定のもとに正規圧密粘土の応力・ひずみ式を導いた。①異方圧密 ( $dp \neq 0, d\eta = 0$ ) 中の  $e \sim \log p$  曲線の傾き  $C_e$  は、異方応力度  $\eta$  にかかわらず一定である。②平衡状態にある供試体に対して、エネルギー式

$$dE = dW + dU \dots\dots\dots (1.11)$$

が成立する。ここに、 $dE$  は供試体に加えた仕事増分、 $dW$  は供試体の内部で消費された仕事増分、 $dU$  は供試体に可逆的に蓄えられた仕事増分である。③仕事消費項をつぎのように仮定する。

$$dW = M p d\epsilon \dots\dots\dots (1.12)$$

ここに  $M$  は  $\eta$  の最大値であり、 $\epsilon = (2/3)\epsilon_v$  である。④ Calladine (1963) が膨潤曲線を利用して求めた  $p-q$  平面上の降伏曲線に対して、塑性ひずみ増分が *normality* を示す。⑤降伏曲面の形は、3 主応力  $\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$  を軸とする直交座標空間内で  $\sigma_1' - \sigma_2' - \sigma_3'$  を長軸とする回転体群となる、を仮定した。仮定③④⑤は実験事実と反し、後に彼ら自身の手で改められる (Roscoe and Burland ; 1968) といえ、この研究手法自体は、その後多くの研究者によって発展させられている。

たとえば、太田 (1971) は柴田 (1963) が見出し、軽部・栗原 (1966) が一般化した「ダイラタンシーは、 $\tau_{oct}, \sigma_m'$  に比例する」というひずみ制御式圧密非排水試験による実験事実を利用して、Roscoe らの研究を発展させた。

また、Wroth and Bassett (1966) は、 $e \sim \ln p$  平面上に  $x$  および  $\alpha$  なる変数を定義し (非排水試験では  $\alpha = 0$ ,  $x$  は間げき水圧に等しく、 $p$  一定の排水試験では  $\alpha = 1$ ,  $x$  は体積ひずみに等しい)、いわゆる  $\alpha$  一定試験中に

$$(x/x_0) = (1 + bz) \exp(-az) \dots\dots\dots (1.13)$$

なる *exponential function* が成立するという実験事実を Roscoe らの研究につけくわえている。ただし、式 (1.13) において、 $x_0$  は圧密終了時の  $x$ ,  $a$  および  $b$  は定数、 $z$  はせん断ひずみである。

松岡 (1974 a) は、丸棒の 2 次元積層体の実験から、潜在すべり面上の  $(\tau/\sigma_n)$  と、丸棒の接点角分布の関係式を導き、さらに接点角分布を積層体のひずみにおきかえ、応力・ひずみ式を導いた。彼の理論によれば試験中の体積ひずみが最大となるときにせん断ひずみの値を与えると、 $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$  が一定に保たれる場合の応力・ひずみ式が求められる。Wroth と松岡の応力・ひずみ式は、ともに *exponential* 型であるところが共通しており、せん断試験中のダイラタンシーが圧縮から膨張に変わる土に対しても適用できる数少ない式である。



## 1.2 軸対称圧縮状態の基本式

この節では、エネルギー式 (1.11) および、2, 3 の実験事実を利用して式 (1.8) および (1.9) を解き、応力・ひずみ式を求める。

### 1.2.1 弾性式の修正 弾性式は、既述のように

$$dv = \frac{\partial(Kp)}{\partial p} dp + \frac{\partial(Kp)}{\partial \eta} d\eta \dots\dots\dots 1.8 \text{ bis}$$

$$de = \frac{\partial(\nu' \eta \cdot Kp)}{\partial p} dp + \frac{\partial(\nu' \eta \cdot Kp)}{\partial \eta} d\eta \dots\dots\dots 1.9 \text{ bis}$$

式 (1.8) を実験事実によって検討する。体積ひずみに関する実験事実は、図 1.1 を参考にして、①異方圧密 ( $dp > 0, d\eta = 0$ ) 中の圧縮指数  $C_c$  は、異方応力度  $\eta$  や平均垂直応力  $p$  に無関係に一定である、②平均垂直応力  $p$  を問げき比の関係は、試験中に問げき比の増加がおこらない範囲 ( $de = 0$ ) で、応力履歴によらず唯一に決定している。すなわち、図 1.1 において、応力状態 ( $p_1, \eta = 0$ ) の点で正規圧密状態にある土塊の問げき比と平均垂直応力の関係は、 $e = e_1$  という非排水経路より下方の範囲で唯一に決定している、の 2 つである。これら 2 つの実験事実を式であらわせば、

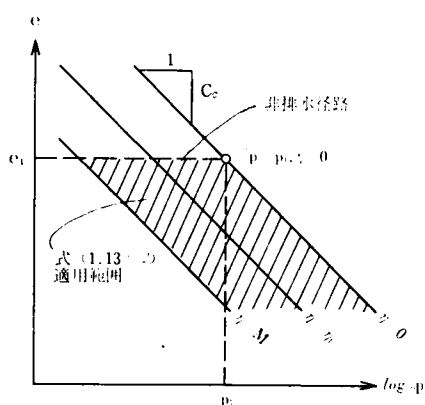


図 1.1 問げき比に関する仮定

$$de = 0.434 C_c \frac{1}{p} dp + g(\eta) d\eta \dots\dots\dots (1.13)$$

となる。ここに  $de$  は問げき比の増分、 $C_c$  は圧縮指数、 $g(\eta)$  は  $\eta$  の関数である。式 (1.13) は、多くの研究者によって、意識的あるいは無意識的に利用されているが、この式を満足する土はあまり多くない。図 1.2 は El sohby (1969) が細い砂についておこなった異方圧密試験の結果をプロットしたなおしたものである。縦軸の体積ひずみ  $v$  は、

$$v = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \dots\dots\dots (1.14)$$

によって、問げき比変化量  $\Delta e$  と比例関係にある。ここに、 $e_1$  は基準問げき比である。図から明らかなように、ゆるい試料では式 (1.13) が成立しているが、密な試料では成立しない。

さて、

$$dv = \frac{de}{1 + e_1} \dots\dots\dots 1.14a$$

ただし、 $dv$ は体積ひずみ増分、 $de$ は間げき比増分、 $e_1$ は基準間げき比、  
とおくと、式(1・13)は

$$dv = \frac{0.434C_c}{1+e_1} \frac{1}{p} dp + \frac{g(\eta)}{1+e_1} d\eta \quad \dots\dots\dots(1\cdot13a)$$

式(1・8)と式(1・13a)を項ごとに比較すると、右辺第1項は

$$\frac{\partial(Kp)}{\partial p} dp = \frac{0.434C_c}{1+e_1} \frac{dp}{p} + C'_c \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots(1\cdot15)$$

ただし、 $C'_c = 0.434C_c(1+e_1)$ である

$$\therefore Kp = \ln p + f(\eta)$$

$p = p_1$  のとき  $(Kp) = (Kp)p = p_1$  とすると

$$\therefore Kp = (Kp)p = p_1 + C'_c \ln \frac{p}{p_1} \quad \dots\dots\dots(1\cdot16)$$

また、式(1・8)および式(1・13a)の右辺第2項は

$$\frac{\partial(Kp)}{\partial \eta} d\eta = \frac{g(\eta)}{1+e_1} d\eta$$

ところが、式(1・16)より

$$\frac{\partial(Kp)}{\partial \eta} = \frac{\partial(Kp)p}{\partial \eta} \frac{p_1}{p} \quad \dots\dots\dots(1\cdot17)$$

であるから、結局、式(1・8)の右辺第2項は式(1・17)で与えられることとなる。

つぎに、式(1・9)を検討する。次項 1・2・2 で述べるように、 $(\nu'\eta)$ は  $p$  によらず  $\eta$  のみの関数である。したがって、式(1・9)の右辺第1項は

$$\frac{\partial(\nu'\eta \cdot Kp)}{\partial p} dp = \nu'\eta \cdot \frac{\partial(Kp)}{\partial p} dp$$

したがって、式(1・15)を用いると

$$\frac{\partial(\nu'\eta \cdot Kp)}{\partial p} dp = \nu'\eta \cdot \frac{C'_c}{p} dp \quad \dots\dots\dots(1\cdot18)$$

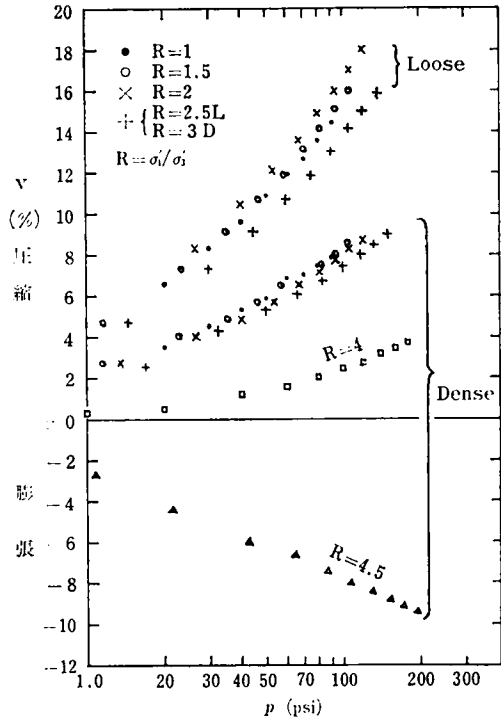


図 1・2 異方圧密中の砂の体積ひずみ (El Sohby ; 1969, より作成)

また、式 (1・9) の右辺第 2 項は、 $(\nu' \eta)$  が  $\eta$  のみの関数であるから、

$$\frac{\partial(\nu' \eta \cdot Kp)}{\partial \eta} d\eta = \left\{ \frac{d(\nu' \eta)}{d\eta} (Kp) + \frac{\partial(Kp)}{\partial \eta} \cdot \nu' \eta \right\} d\eta$$

式 (1・16) および式 (1・17) を代入して

$$\begin{aligned} \frac{\partial(\nu' \eta \cdot Kp)}{\partial \eta} d\eta &= \frac{d(\nu' \eta)}{d\eta} \{(Kp)p - p_1 + C_e' \ln \frac{p}{p_1}\} \\ &\quad - \nu' \eta \cdot \frac{d(Kp)p - p_1}{d\eta} d\eta \dots\dots\dots (1\cdot19) \end{aligned}$$

実験事実によれば、平均垂直応力一定の三軸圧縮試験では、主ひずみ差  $\epsilon_d$  は、 $p$  に無関係であり、 $\eta$  によってきまる。したがって式 (1・19) は、 $p$  に無関係でなければならない。したがって、主ひずみ差を表す弾性式 (1・9) は実験事実に反しており、少なくとも実験事実に矛盾しないためには、その右辺第 2 項を、式 (1・19) の右辺から  $p$  の関数である部分、 $C_e' \ln(p/p_1)$  を取除いた形とする必要がある。すなわち、

$$\text{式 (1・9) の右辺第 2 項} \quad \frac{d(\nu' \eta \cdot (Kp)p - p_1)}{d\eta} d\eta \dots\dots\dots (1\cdot19a)$$

式 (1・15)、式 (1・17)、式 (1・18) および式 (1・19a) を式 (1・8) および式 (1・9) に代入すると、応力・ひずみ式の微分形は結局つぎのようになる

$$dv = C_e' \frac{1}{p} dp + \frac{d(Kp)p - p_1}{d\eta} d\eta \dots\dots\dots (1\cdot20)$$

$$d\epsilon_d = \nu' \eta \cdot C_e' \frac{1}{p} dp + \frac{d(\nu' \eta \cdot (Kp)p - p_1)}{d\eta} d\eta \dots\dots\dots (1\cdot21)$$

ただし、 $(\nu' \eta)$  は  $\eta$  の関数である。

式 (1・20) および式 (1・21) は、軸対称圧縮状態の応力・ひずみ式の未知数が  $(\nu' \eta)$  および  $(Kp)p - p_1$  であることを示している。

**1・2・2 異方圧密中のひずみ増分比** 異方圧密とは、主応力比を一定に保ったままで平均垂直応力  $p$  を増加させるものである。したがって、軸対称圧縮状態で異方圧密を行うときは、式 (1・8) および式 (1・9) より

$$(dv) d\eta = 0 = \frac{\partial(Kp)}{\partial p} dp$$

$$(d\epsilon_d) d\eta = 0 = \frac{\partial(\nu' \eta \cdot Kp)}{\partial p} dp$$

したがって、ひずみ増分比  $(d\epsilon_d/dv) d\eta = 0$  は、上式の比をとって

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} = \left\{\frac{\partial(\nu'\eta \cdot Kp)}{\partial(Kp)} \frac{\partial p}{\partial p}\right\} - \frac{\partial(\nu'\eta)}{\partial p} (Kp) \frac{\partial p}{\partial(Kp)} - \nu'\eta$$

式(1・16)を代入すると

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} = \frac{\partial(\nu'\eta)}{\partial p} \cdot \left\{C_e' \ln \frac{p}{p_1} - (Kp)p - p_1\right\} \frac{p}{C_e'} - \nu'\eta \quad \text{.....(1・22)}$$

$K_0$  圧密は、 $(d\epsilon_d/dv)_{d\eta=0} = 1$  という異方圧密であるが、Bishop (1958) によれば、 $K_0$  圧密の  $\sigma_1'$  を  $0.5psi$  から  $310psi$  まで段階的に増加させる間に  $K_0$  値はほとんど変動しない。また、Jaky の式

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad \text{.....(1・23)}$$

あるいはBrooker and Ireland (1965) の式

$$K_0 = 0.95 - \sin\phi' \quad \text{.....(1・24)}$$

など、 $K_0$  値の経験式をみても、 $K_0$  値は  $p$  に無関係である。 $K_0$  状態のとき、式(1・22)は

$$1 = \left\{\frac{\partial(\nu'\eta)}{\partial p}\right\}_{\eta=(\eta)_{K_0}} \cdot \left\{C_e' \ln \frac{p}{p_1} - (Kp)p - p_1\right\} \frac{p}{C_e'} - \nu'\eta_{K_0} \quad \text{.....(1・22a)}$$

ただし、 $(\eta)_{K_0}$  は  $K_0$  状態における  $\eta$  の値をあらわし、 $K_0$  値との関係は

$$(\eta)_{K_0} = \frac{\{3(\sigma_1' - \sigma_3')\}}{(\sigma_1' + 2\sigma_3')}_{K_0} = \left[ \frac{3\{1 - (\sigma_3' / \sigma_1')\}}{1 + 2(\sigma_3' / \sigma_1')} \right]_{K_0} = \frac{3 - 1 - K_0}{1 + 2K_0}$$

で与えられる。

式(1・22a)が  $p$  に無関係であるためには

$$\left\{\frac{\partial(\nu'\eta)}{\partial p}\right\}_{\eta=(\eta)_{K_0}} = 0$$

であればよい。

$K_0$  圧密以外の応力比による異方圧密の場合にも、 $d\epsilon_d/dv \cdot d\eta = 0$  が  $p$  に無関係となることは、粘土については、Thurairajah (Roscoe and Poorooshasb (1963b) に引用されている) や Lewin and Burland (1970) が実験的にたしかめており、この論文でも第3章5節に実験結果が示されている。また砂については El-Sohby (1969) や Kamal and El-Sohby (1973) が同様の結果を得ている。したがって、式(1・22)において

$$\frac{\partial(\nu'\eta)}{\partial p} = 0 \quad \text{.....(1・25)}$$

が成立しているとみてよい。したがって、式(1・22)はつぎのように簡略化される。

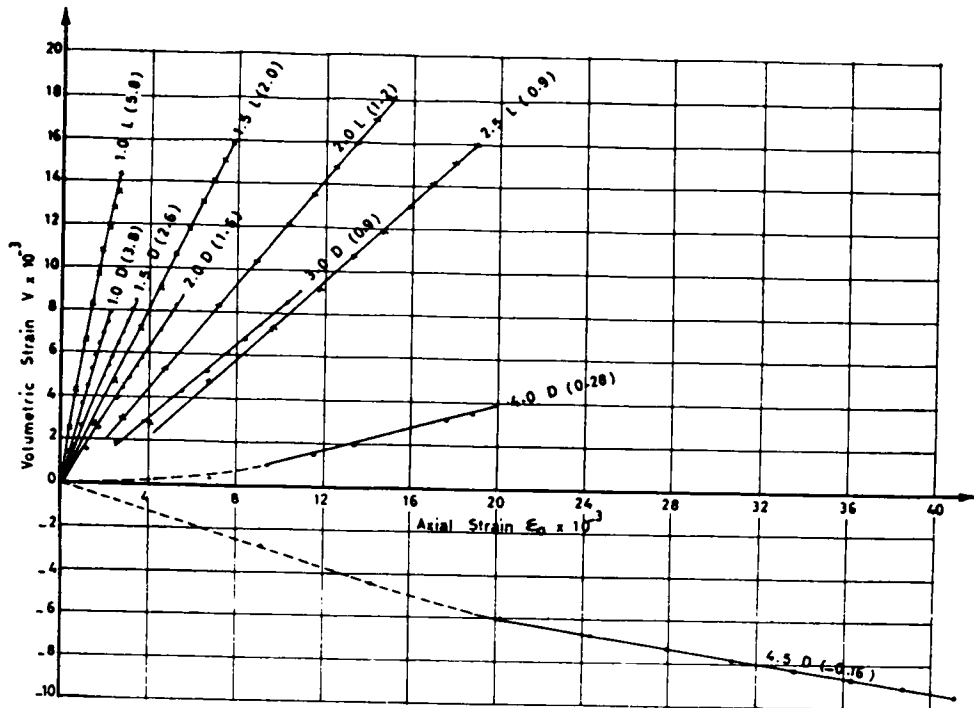


図 1-3 異方圧密中の砂の体積ひずみと軸ひずみの関係 El Sohby : 1969

$$\left( \frac{d\epsilon_a}{dv} \right)_{d\eta=0} = \nu' \eta \dots\dots\dots 1-26$$

$(\nu' \eta)$  は、応力・ひずみ式の微分形である式 (1-21) 中の未知数の 1 つであるので、これを決定することは重要である

式 (1-26) を決定するために、2, 3 の実験結果をみてみよう 図 1-3 は 図 1-2 に引用した El-Sohby (1969) の実験結果を、体積ひずみ ( $V$ ) と軸ひずみ ( $\epsilon_a$ ) の関係に整理したもので

あり、直線に付した文字の意味は、前から、

( $\sigma_1', \sigma_3'$ )、ゆるづめ試料 (L) と密詰試料 (D) の別、 $(dV/d\epsilon_a)$  をあらわしている

図 1-3 を、 $\eta$  と  $(dv/d\epsilon_a)_{d\eta=0}$  の形に整理しなおすと、図 1-4 が得られる (ゆるい試料の

$(dv/d\epsilon_a)_{d\eta=0}$  は、 $\eta$  が大きくなると 0 に漸近するようであるが、密な試料では、 $\eta$  が大きくなると負になってしまう。一方、図 1-2 からわかるように、ゆるい試料は、異方圧密中の  $C_c$  は一定」という基本仮定を満足しているのに対して、密な試料は、この基本仮定を満していな

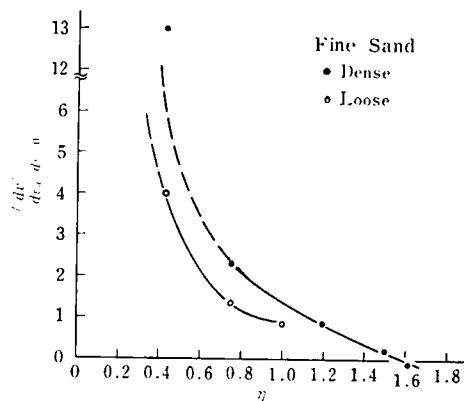


図 1-4 El Sohbyによる  $\eta$  と  $\left( \frac{dv}{d\epsilon_a} \right)_{d\eta=0}$  の関係

い。このことから類推して、 $C_c$ 一定を前提とする限り、 $(dv/d\epsilon_d)d\eta=0 \neq 0$ と仮定してよいと思われる。なお、Wroth and Bassett (1966) は  $(dv/d\epsilon_d)d\eta=0=0$  となる砂について  $C_c$ 一定を仮定して応力・ひずみ式を得ているが、実測せん断応力との対応は悪い。

さて、議論が  $(dv/d\epsilon_d)d\eta=0 \neq 0$  の範囲に限定されると、実験事実の整理にはひずみ増分比のとり方を分子分母逆にして、式(1・26)のように  $(d\epsilon_d/dv)d\eta=0$  と表わした方が便利である。式(1・26)の関数形を調らべるために Bishop and Lovenbury (1969) の長期排水クリープ試験、Lewin and Burland (1970)、Thurairajah (Roscoe and Poorooshasb; 1963 b に引用されている)、伊藤 (1974) および軽部・玉井・苗村 (1973) の異方圧密試験の結果を

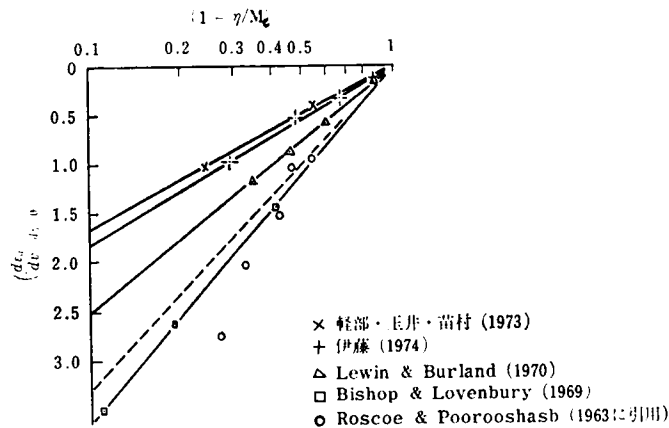


図 1・5 異方圧密中の応力比とひずみ増分比の関係

$(d\epsilon_d/dv)d\eta=0$  と  $\log(1 - \eta/M_c)$  の関係にプロットしてみると図-1・5のように、Thurairajahの結果を除いて、直線関係がみられる。ただし、 $M_c$ は軸対称圧縮状態における $\eta$ の最大値であり、 $\sin\phi'$  とはつぎの式で関係づけられている。

$$M_c = \frac{6\sin\phi'}{3 - \sin\phi'} \quad \dots\dots\dots (1.27)$$

図-1・5を式で示せば

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)d\eta=0 = -a \cdot \ln\left(1 - \frac{\eta}{M_c}\right) \quad \dots\dots\dots (1.28)$$

ただし  $a$  は定数である。式(1・28)の定数  $a$  を、各試料の $M_c$ と比較すると、 $a$ は $M_c$ の関数のようであるので、図-1・6のように $a$ を  $1/M_c^2$  に対してプロットすると(丸印)、 $a=1.25/M_c^2$

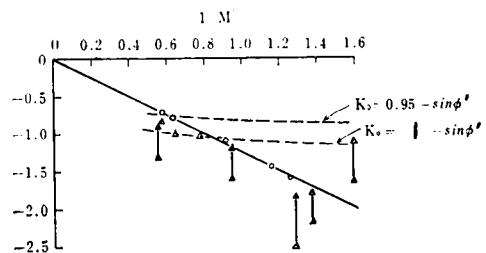


図 1・6 式(1・28)の $a$ と $M_c$ の関係

なる直線関係が得られた。ただし、Thurairajah の結果については、 $(d\epsilon_d/dv)d\eta = 0 \sim 1$  における内挿値を用いた。したがって、式 (1・28) はつぎのように改められる。

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} = -\frac{1.25}{M_c^2} \ln\left(1 - \frac{\eta}{M_c}\right) = -\frac{1.25}{M_c^2} \ln(1 - x_c) \quad (1\cdot29)$$

ここに、 $x_c = \eta/M_c$  である。

式 (1・29) の一般性を検討するために、Bishop (1958) が収集した  $K_0$  値の実測値を利用する。 $K_0$  状態では、 $(d\epsilon_d/dv)d\eta = 0 \sim 1$  であるから、もし式 (1・28) が成立しておれば、

$$1 = -a \cdot \ln\left\{1 - \frac{(\eta)_{K_0}}{M_c}\right\} \quad (1\cdot28a)$$

ただし、 $(\eta)_{K_0}$  は、式 (1・22a) のただし書きで定義されている。

$$\therefore \frac{1}{a} = -\ln\left\{1 - \frac{3(1-K_0)}{(1+2K_0)M_c}\right\} \quad (1\cdot30)$$

図 1・6 中の三角印は、Bishop の  $K_0$  値を式 (1・30) に代入して得た  $a$  をあらわしている。さらに  $K_0$  値に関する Jaky の式 (1・23) に式 (1・27) を代入すると

$$K_0 = 1 - \frac{3M_c}{6 + M_c} \quad (1\cdot23a)$$

これを式 (1・30) に代入して

$$\frac{1}{a} = -\ln\left(\frac{3}{6 + M_c}\right) \quad (1\cdot31)$$

Brooker の式 (1・24) も同様に扱える。これを図示すると 図 1・6 の破線のようにである。

図 1・6 からわかるように  $K_0$  値の実測値はかなりばらついているが、全体として著者の新しい実験式 (1・29) のまわりに分布している。

式 (1・30) に、 $a = 1.25/M_c^2$  を代入し、 $K_0$  に関して解くと

$$\left. \begin{aligned} K_0 &= \frac{3-A}{3+2A} \\ \text{ここに } A &= M_c \{1 - \exp(-0.8M_c^2)\} \end{aligned} \right\} \quad (1\cdot32)$$

式 (1・32) は  $K_0$  値に関する新しい経験式であり、これを図示すれば 図 1・7 のようである。

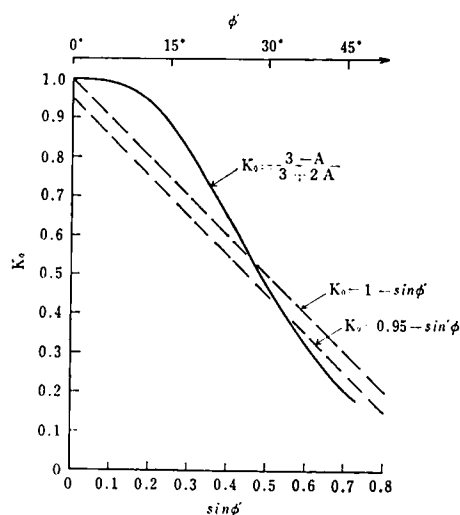


図 1・7 著者の  $K_0$  式

**1・2・3エネルギー式** 式(1・20)および(1・21)に残された未知数  $(Kp)_{p=p_0}$  を求めるために、Roscoe and Thurairajah (1963) が導入したエネルギー式(1・11)を改良して用いることにする。供試体の境界面を通じて単位体積の土要素になされる仕事増分を  $dE$ 、このとき土要素内で消費される仕事増分を  $dW$ 、土要素に可逆的に蓄えられる仕事増分を  $dU$  とすると、これらの間につきの式が成立する

$$dE = dW + dU \quad \text{..... 1・11 bis}$$

軸対称圧縮状態を考えると、土塊に対して外からなされる仕事増分  $dE$  は

$$dE = \sigma_1' d\epsilon_1 + 2\sigma_3' d\epsilon_3 + \underbrace{(2/3)\eta p d\epsilon_d}_{p dv} \quad \text{..... (1・33)}$$

また、可逆的に蓄えられる仕事増分  $dU$  は、式(1・33)から類推して、

$$dU = p dv + (2/3)\eta p d\epsilon_d \quad \text{..... 1・34}$$

ただし、 $v$  は体積ひずみの内の可逆成分、 $\epsilon_d$  は土ひずみ差の内の可逆成分である。第3章5節および6節の実験結果によれば、 $\epsilon_d$  は事実上0であり、また  $v$  は  $\eta$  にかかわらず

$$dv = \frac{0.434C_s}{1 + e_1} \cdot \frac{dp}{p} = C_s' \frac{1}{p} dp \quad \text{..... 1・35}$$

ただし、 $C_s' = 0.434C_s / (1 + e_1)$ 、 $C_s$  は膨潤曲線の勾配である。したがって、式(1・34)は、つぎのように改められる

$$dU = C_s' dp \quad \text{..... (1・36)}$$

つぎに、土要素内で消費される仕事増分  $dW$  を考える。Roscoe and Thurairajah (1963) は、応力状態にかかわらず、これを式(1・12)のように仮定した、

$$dW = M p d\epsilon = (2/3) M p d\epsilon_d \quad \text{..... (1・12 bis)}$$

式(1・12)は、塑性平衡状態にある土要素では、 $dp = 0$ 、 $\eta = M$ 、 $dv = 0$ 、 $dU = 0$ であるから、式(1・11)に式(1・33)を代入すれば  $dW = dE = (2/3) M p d\epsilon_d$  となり成立している。しかし、この仮定が土のすべての状態において成立しているという証明はなされていない。それどころか、等方圧密状態では、つねに  $d\epsilon_d = 0$  であるから、式(1・12)にこれを代入すると、 $dW = 0$  になってしまう。

さて、等方および異方圧密中に起こる体積ひずみが消費する仕事増分はつぎの式であらわされる。

$$(dW)_{dv} = 0 + p(dv)_{dv} = 0 + p dv = (C_s' - C_s'') dp \quad \text{..... (1・37)}$$

式(1・37)を図示すると、圧密および膨潤曲線は図1・8のようにあらわされるから、平均垂直応



力 $p$ のもとで体積ひずみ  $dv$  が生じると、斜線で示した部分に相当する仕事量が消費されるわけである。

Roscoe and Burland (1968) は、体積ひずみによる仕事消費量も考慮するために、全消費量を式 (1・12) と式 (1・37) のベクトル和としてつぎのように与えた

$$\partial W = \sqrt{(p\partial v)^2 + (M p \partial \epsilon)^2} \quad \dots\dots\dots (1\cdot38)$$

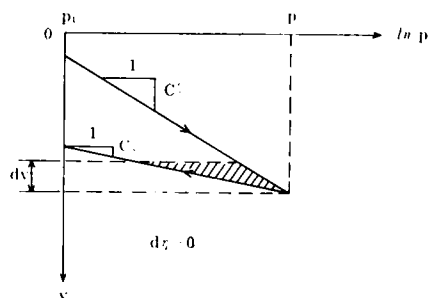


図 1・8 等方および異方圧密中の体積圧縮による仕事消費量

ただし、 $v^p$  は体積ひずみのうちの塑性ひずみ成分であり、 $\epsilon^p$  はせん断ひずみのうちの塑性成分である。しかし、本来、仕事量はベクトル量ではなく、スカラー量であるから、ベクトル和をとる物理的な意味はないはずであり、したがって、式 (1・38) は、単なる一つの仮定とみた方がよいと思われる。式 (1・38) を用いて得られた応力・ひずみ式は、ひずみ制御式三軸試験の結果によく合うといわれているが、応力制御式試験の結果には合致しない。

仕事量がスカラー量であるからには、主要素が消費する全仕事量は、体積ひずみによる消費量とせん断ひずみによる消費量の単純な加算であらわされなければならない。このような新しい仕事消費項を仮定するにあたって注意すべきは、①等方および異方圧密中に消費される仕事増分が、式 (1・37) であらわされること、②式 (1・12) を用いた Roscoe and Thurairajah (1963) の応力・ひずみ式は、応力制御式で、 $p$ —一定の排水試験結果によく適合することである。したがって、新しい仕事消費項としては、等方および異方圧密条件下では式 (1・37) を含み、 $dp = 0$  のときには式 (1・12) に一致するものが適當である。このような条件を満たす最も単純な式は、

$$dW = p \left( \frac{\partial v}{\partial p} + \frac{\partial v_s}{\partial p} \right) dp + \frac{2}{3} p \left\{ \eta \left( \frac{\partial \epsilon_d}{\partial p} \right) dp + M_s \left( \frac{\partial \epsilon_d}{\partial \eta} \right) d\eta \right\} \quad \dots\dots\dots (1\cdot39)$$

である。この仮定と矛盾する実験事実は現在のところ見出されていない。

結局、以上の議論から、エネルギー式 (1・11) に代入すべき式は、 $dE$ ：式 (1・33)、 $dW$ ：式 (1・39)、 $dU$ ：式 (1・36) となるから、エネルギー式はつぎのように与えられる。

$$p dv + \frac{2}{3} \eta p d\epsilon_d + p \left( \frac{\partial v}{\partial p} + \frac{\partial v_s}{\partial p} \right) dp + \frac{2}{3} p \left\{ \eta \left( \frac{\partial \epsilon_d}{\partial p} \right) dp + M_s \left( \frac{\partial \epsilon_d}{\partial \eta} \right) d\eta \right\} + p dv, \quad \dots\dots\dots (1\cdot40)$$

上式において、 $dv$ 、 $d\epsilon_d$  はそれぞれ

$$dv = \frac{\partial v}{\partial p} dp + \frac{\partial v}{\partial \eta} d\eta, \quad d\epsilon_d = \frac{\partial \epsilon_d}{\partial p} dp + \frac{\partial \epsilon_d}{\partial \eta} d\eta$$

であるから式 (1・40) は

$$\frac{\partial v}{\partial \eta} = \frac{\partial v}{\partial \eta} = \frac{2}{3} (M_c - \eta) \frac{\partial \epsilon_d}{\partial \eta}$$

ところが、式 (1.35) より、 $(\partial v / \partial \eta) = 0$  であるから、結局エネルギー式は

$$\frac{\partial v}{\partial \eta} = \frac{2}{3} (M_c - \eta) \frac{\partial \epsilon_d}{\partial \eta} \dots\dots\dots (1.41)$$

となる。

**1.2.4 応力・ひずみ関係の理論解** 式 (1.41) に式 (1.20)、式 (1.21) および式 (1.26) を代入すると、

$$\frac{d(Kp)p - p_1}{d\eta} = \frac{2}{3} (M_c - \eta) \cdot \frac{d\left\{\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} \cdot (Kp)p - p_1\right\}}{d\eta}$$

$x_c = \eta / M_c$  , および式 (1.29) を用いると、上式はつぎのようになる。

$$\frac{d(Kp)p - p_1}{Kp)p - p_1} = \frac{dx_c}{1.2M_c(1-x_c)} \ln(1-x_c) + f(x_c)dx_c \dots\dots\dots (1.42)$$

$$\therefore \ln(Kp)p - p_1 = \int f(x_c) \cdot C$$

$x_c = 0$  のとき  $(Kp)p - p_1 = (Kp)_{x_c=0}p$  とすると

$$\ln \frac{(Kp)p - p_1}{(Kp)_{x_c=0}p} = \int_0^{x_c} f(x_c)dx_c$$

$$\therefore (Kp)p - p_1 = (Kp)_{x_c=0}p \exp\left\{\int_0^{x_c} f(x_c)dx_c\right\} \dots\dots\dots (1.43)$$

$(Kp)_{x_c=0}p$  の性質を調べるために、式 (1.21) に式 (1.26) を代入すると

$$d\epsilon_d = \left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} \cdot \frac{C_c'}{p} dp = \frac{d\left\{\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} \cdot (Kp)p - p_1\right\}}{dx_c} dx_c \dots\dots\dots (1.21a)$$

上式において、 $(d\epsilon_d/dv)_{d\eta=0}$  の関数形は、式 (1.29) で与えられる；

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} = \frac{1.25}{M_c^2} \ln(1-x_c) \dots\dots\dots (1.29 \text{ bis})$$

したがって、式 (1.21a) より

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c=0} = \frac{d\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0}}{dx_c} \cdot (Kp)_{x_c=0}p = \frac{1.25}{M_c^2} (Kp)_{x_c=0}p$$

$$\therefore (Kp)_{p=p_1} = 0.8M_c^2 \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \dots\dots\dots (1.44)$$

ところが、式 (1.44) において、 $x_c = (1/M_c) \cdot (q/p)$  であるから

$$dx_c = \frac{1}{M_c} \left( \frac{dq}{p} - q \cdot \frac{dp}{p^2} \right)$$

$$\therefore \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} = M_c \cdot \frac{1}{p} \left( \frac{d\epsilon_d}{dq} \right)_{q=0} \dots\dots\dots (1.45)$$

式 (1.45) から明らかなように、 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  の値は、三軸圧縮試験中の主ひずみ差～主応力差曲線の立上り勾配  $(dq/d\epsilon_d)_{q=0}$  から求められるので、結局、式 (1.44) を用いれば、 $(Kp)_{p=p_1}$  は実験的に決定され得る。

式 (1.43) に式 (1.44) を代入すると

$$(Kp)_{p=p_1} = \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \times 0.8M_c^2 \exp \left\{ \int_0^{x_c} f(x_c) dx_c \right\} \dots\dots\dots (1.43a)$$

$(Kp)_{p=p_1}$  が求められると、ひずみ増分の式、式 (1.20) および式 (1.21a) が積分できる。すなわち、体積ひずみは

$$v = \int (C_c'/p) dp + (Kp)_{p=p_1} \cdot C$$

$x_c = x_{c1}$  のとき  $v = 0$  ならば、

$$v = \int_{x_{c1}}^{x_c} \frac{C_c'}{p} dp + \left[ (Kp)_{p=p_1} \right]_{x_{c1}}^{x_c}$$

$$= C_c' \ln \left( \frac{p}{p} \right)_{x_{c1}}^{x_c} + \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \times 0.8M_c^2 \left[ \exp \left\{ \int_0^{x_c} f(x_c) dx_c \right\} - \exp \left\{ \int_0^{x_{c1}} f(x_c) dx_c \right\} \right]$$

$$\dots\dots\dots (1.46)$$

ただし、 $(p)_{x_{c1}}$  は  $x_c = x_{c1}$  のときの  $p$  の値である。

また、主ひずみ差は

$$\epsilon_d = \int \left( \frac{d\epsilon_d}{dv} \right)_{d\eta=0} \cdot \frac{C_c'}{p} dp + \left( \frac{d\epsilon_d}{dv} \right)_{d\eta=0} \cdot (Kp)_{p=p_1} \cdot C$$

$x_c = x_{c1}$  のとき  $\epsilon_d = 0$  とし、式 (1.29) および式 (1.43a) を用いると

$$\epsilon_d = -\frac{1.25C_c'}{M_c^2} \int_{x_{c1}}^{x_c} \frac{\ln(1-x_c)}{p} dp$$

$$= \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \left[ \ln(1-x_c) \cdot \exp \left\{ \int_0^{x_c} f(x_c) dx_c \right\} - \ln(1-x_{c1}) \cdot \exp \left\{ \int_0^{x_{c1}} f(x_c) dx_c \right\} \right]$$

.....(1.47)

式(1.46)からわかるように、体積ひずみは、初期応力状態と現在の応力状態が与えられると決定するが、それに対して主ひずみ差は、式(1.47)の右辺第1項が応力経路の関数になっているために状態量とはならない。ひずみのこのような違いは、第3章6節の実験でたしかめられている。

### 1.3. 応力・ひずみ式の実用計算法

**1.3.1 応力・ひずみ式の近似解** 応力・ひずみ関係は理論的には式(1.46)および式(1.47)で与えられるが、これらの式を実際に計算するためには、式(1.42)の積分形

$$\int f(x_c) dx_c = \int \frac{1.2M_c}{(1-x_c) \ln(1-x_c)} \frac{dx_c}{p} \dots\dots\dots(1.42a)$$

が求められなければならない。しかしこれを解析的におこなうことは困難であるので、近似計算法を考える。ここで、 $f(x_c)$ の形をみてみると、図-1.9の実線に示すような左右非対称の上に凸な曲線である。そこで3次放物線

$$y = \alpha x_c^3 + \beta x_c^2 + \gamma x_c + \delta \dots\dots\dots(1.48)$$

に近似させることとし、つぎの4つの条件を満たすように係数を定める。

- ①  $(y)_{x_c=0} = f(0)$
- ②  $(dy/dx_c)_{x_c=0} = f'(0)$
- ③  $f(x_c)$ の頂点を与える  $x_c$  と  $y$  の頂点を与える  $x_c$  が等しい
- ④  $(y)_{max} = \{f(x_c)\}_{max}$

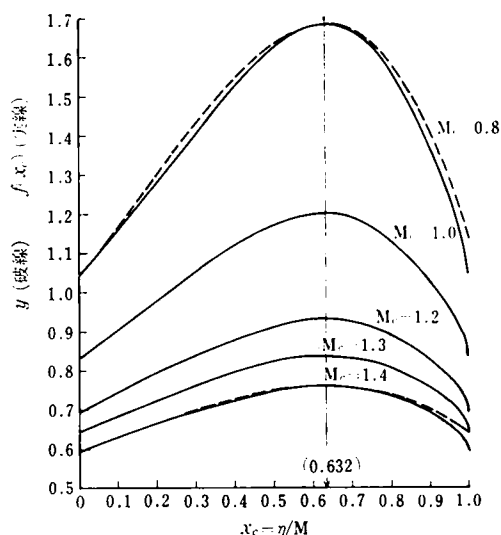


図 1.9  $f(x_c)$  と近似式  $y$  図

これらの条件から、式(1.48)の係数はつぎのように決定される

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 1 - (1.2M_c) \\ \gamma &= \delta^2 \\ \beta &= 7.5080(1 - (1.2M_c - 0.36788) - 0.4214\gamma - \delta) \\ \alpha &= -0.8342(1.2642\beta + \gamma) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.49)$$

近似式の計算結果は図 1・9 の破線のようにであり、 $x_c$  の大きいところで原式より大きくなるが、全体に与える影響は小さい。近似式の積分は簡単であり

$$\int_0^1 f(x_c) dx_c = \int_0^1 y dx_c = (\alpha/4)x_c^4 + (\beta/3)x_c^3 + (\gamma/2)x_c^2 + \delta x_c \dots\dots\dots (1.48a)$$

$\int_0^1 f(x_c) dx_c$  を 1 区間を 0.1 としたシンプソン公式で計算した結果と、

$\int_0^1 y dx_c$  の差は 0.2% 以下であることが数値計算から判明している。

### 1.3.2 計算例

(1) 等方圧密終了後、平均有効垂直応力を一定に保ちながら圧縮試験する場合：式 (1.46) および式 (1.47) において、 $x_c = 0$ ,  $dp = 0$  である。図 1・10 (a) および (b) は計算結果をあらわしている。ひずみ軸は、 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  で割られている。したがって、各供試体が表示ひずみは図 10 (a) (b) の縦座標に  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  を乗じた値となる。 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  の値は、第 2 章で検討され、実験式が提案される。図 1・10 (b) からわかるように、 $v(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  は  $M_c$  にはあまり影響されず、 $x_c$  にはほぼ比例する。

(2) 異方圧密後、 $p$ —一定試験する場合：図 1・11 (a) (b) のプロットは、 $p = 3.5 \text{ kg/cm}^2$  までいろいろの異方応力度で異方圧密された供試体を、1 段階 6 時間の段階载荷によって排水試験した結果である (著者ら；1973)。図中の実線の曲線群は、 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0} = 0.030$  としたときの理論値を示している。 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  としてこの値が選ばれた理由は、 $\epsilon_d$  の実測値と理論値の合致がこのとき最もよくなるからである。圧密中の異方応力度が大きい供試体の  $\epsilon_d$  は、理論より小さくなっている。また、 $v$  の実

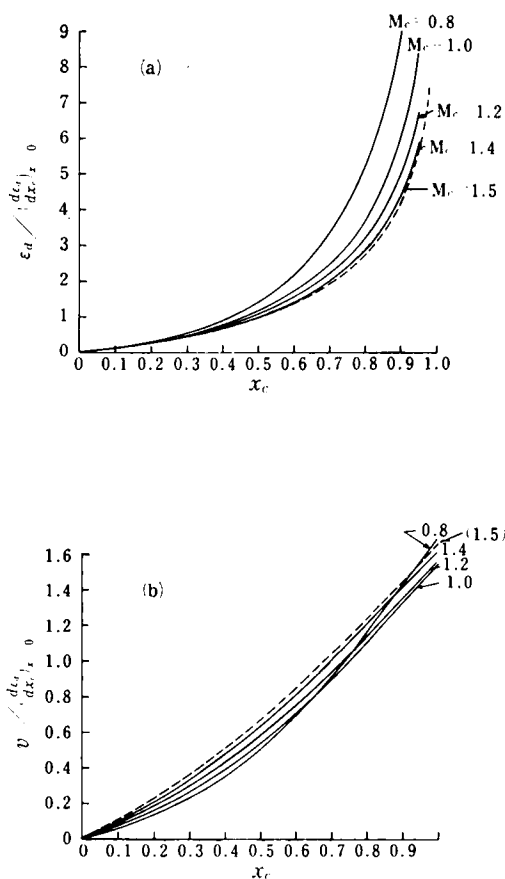


図 1・10 平均有効垂直応力  $p$ —一定試験中の応力・ひずみ曲線（パラメーター  $M_c$ ）

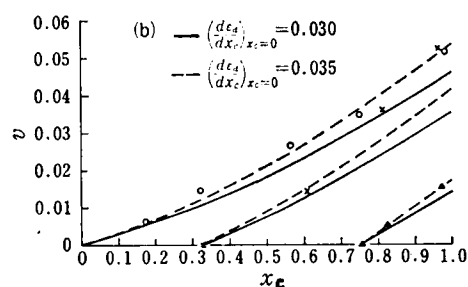
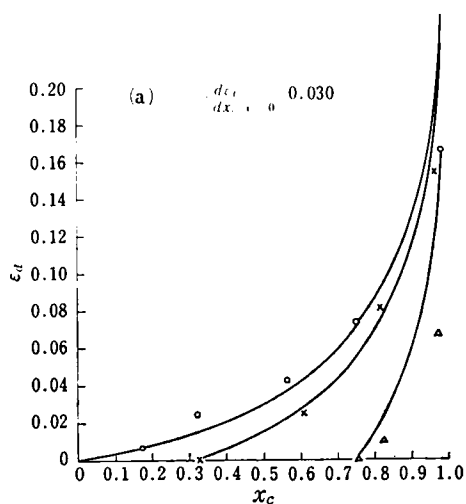


図-1-11 実測値（プロット）と理論値の比較

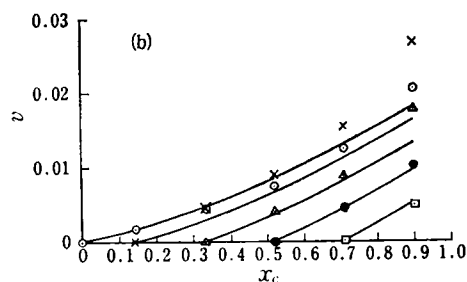
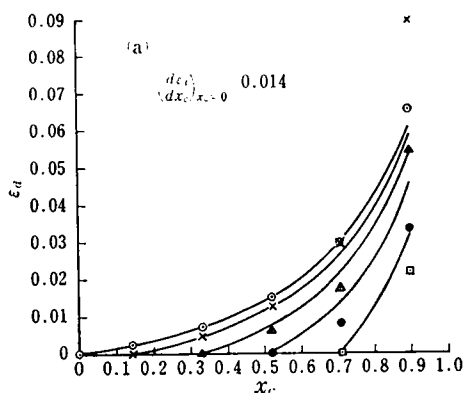


図 1-12 実測値（プロット）と理論値の比較

測値は理論値を上廻っている（ただし、×印で示した、異方圧密応力比 = 0.36の供試体は異常である）。 $v$  の実測値に理論値を合致させるには、 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0} = 0.035$ としなければならない。

図-1-12(a)(b)は、伊藤氏の実験結果（伊藤文平；1974）と著者の理論の対応を示している。供試体は、 $p = 2\text{kg} \cdot \text{cm}^2$  まで異方圧密された後、1段階7日間の段階载荷によって排水試験された。実測値はプロットであらわされており、 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0} = 0.014$ の場合の理論値が実線で示されている。 $x_c = 0.142$ からはじまっている実験値が明らかに異常であるほかは、理論値は実験値によく追従している。

（3）等方圧密後、側圧一定で排水試験する場合：式（1-46）および式（1-47）において、側圧  $\sigma_3$  を一定とすると、 $p = (p)_{x_c=0} + (q/3)$  であるから、

$$p = \frac{(p)_{x_c=0}}{1 - (M_c/3)x_c}, \text{ また } \frac{dp}{p} = \frac{dx_c}{(3/M_c) - x_c}$$

これらを式（1-46）、（1-47）に代入すると

$$v = C_e' \ln \left( \frac{3}{3 - M_e} \right) - x_e + 0.8 M_e^2 \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_e} \right)_{x_e=0} \left\{ \exp \left( \int_0^{x_e} y dx_e \right) - 1 \right\} \dots\dots\dots (1.50)$$

$$\epsilon_d = \frac{1.25 C_e'}{M_e^2} \int_0^{x_e} \frac{\ln(1 - x_e)}{(3/M_e) - x_e} dx_e + \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_e} \right)_{x_e=0} \cdot \ln(1 - x_e) \exp \left( \int_0^{x_e} y dx_e \right) \dots\dots\dots (1.51)$$

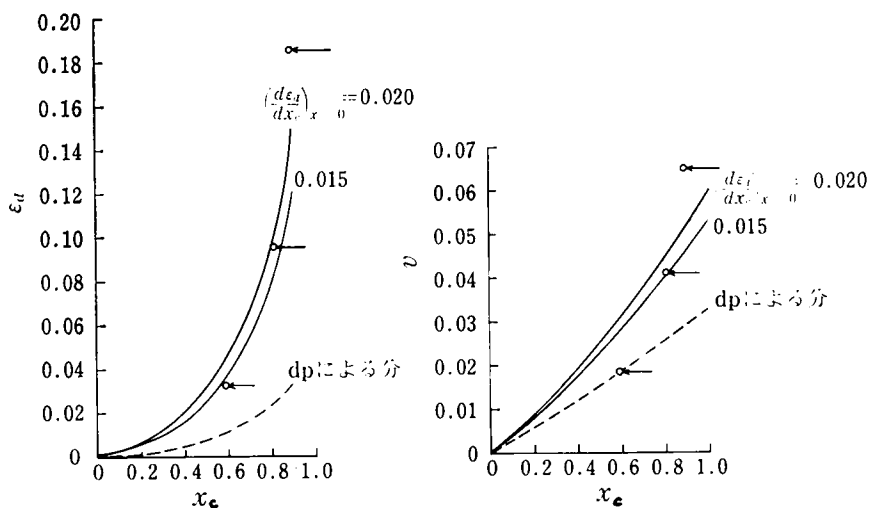


図 1-13 実測値（プロット）と理論値の比較

図 1-13は、Bishop and Lovenbury (1969) の長期クリープ試験の実験値と理論値の比較を示している。実験は、先行圧密応力が約  $2 \text{ kg/cm}^2$  の乱さない Pisa 粘土を等方圧力  $p_0 = 1.55 \text{ kg/cm}^2$  で圧密した後、 $\sigma_3$  を一定に保ったまま、クリープ応力  $q$  を約 3 年間作用させたものであるが、ここでは、他の計算例とのつりあいを考えて、クリープ応力作用後 1 日のひずみを解析する。式 (1.50) および式 (1.51) の計算に用いる  $C_e'$  を Skempton の経験式； $C_e = 0.009 w_L$  (10) によって推定すると、 $C_e' = 0.113$  となった。しかし、これを用いて、 $x_e = 0.59$  における  $p$  の増加による  $v$  の増分を式 (1.50) の右辺第 1 項で計算すると、これだけで  $x_e = 0.59$  の供試体の全体的ひずみの測定値より大きくなった。そこで、 $x_e = 0.59$  の供試体の実測体的ひずみと式 (1.50) の右辺第 1 項が等しいと仮定して  $C_e'$  を逆算すると、 $C_e' = 0.93$  となったので、理論計算にはこの値を用いることにした。図 1-13 のプロットは、載荷後 1 日の実測ひずみをあらわし、プロットにつけた矢印の始点は、載荷の瞬間に過剰間げき水圧  $\Delta u = \Delta p = (q/3)$  が発生すると仮定して求めた  $x_e$  の初期値である。図中の実線は、 $(d\epsilon_d/dx_e)_{x_e=0} = 0.020$  および  $0.015$  として求めた理論曲線である。 $x_e$  の小さいところで理論値が実験値を上廻るようにとられているが、これは、 $x_e$  が小さければ  $p$  も小さいので、過圧密的になっていると思われるからである。また、図中の破線は、 $p$  のひずみへの寄与分を示している。

4. 異方圧密後、Stress probe試験をおこなう場合：Lewin and Burland (1970) は、異方圧密後、Rendulic の応力面内でいろいろな方向に応力を単位量だけ変化させ、それにもなうひずみを調べた。彼らは応力の単位量を

$$\Delta\sigma = \sqrt{(\Delta\sigma_1')^2 + 2(\Delta\sigma_3')^2}$$

で表わし、 $\vec{\Delta\sigma}$  の方向を、 $\sigma_3'$  軸から時計まわりにはかった角度で定義した。しかし、本論文では、応力の独立変数を  $p$  と  $x_c$  にとっているのので、図 1・14 のように、基準方向を  $p$  軸に合わせ、これと  $\vec{\Delta\sigma}$  のなす角を反時計まわりにはかった方が都合がよい。いま  $\vec{\Delta\sigma}$  の方向を  $\alpha$  とすると

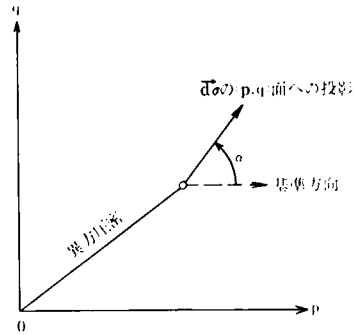


図 1・14 Stress Probe の  $(p, q)$  面への投影

$$\Delta\sigma = \sqrt{(\Delta\sigma_1')^2 + 2(\Delta\sigma_3')^2} = \sqrt{3 \cdot \Delta p^2 + (2/3) M_c^2 (x_c \Delta p - p \Delta x_c)^2} \quad (1.52)$$

$$\tan^{-1} \alpha = M_c (x_c \cdot \Delta p - p \Delta x_c) / \Delta p \quad (1.53)$$

$\vec{\Delta\sigma}$  に対応して発生するひずみ増分を理論的に予測する場合に注意すべきは、式 (1.47) において応力とひずみは比例していないことである。実験では有限の大きさを持つ  $\vec{\Delta\sigma}$  に対するひずみ増分が測定されるのであるから、ひずみの理論的予測に、応力・ひずみ式の微分形を用いるのは正しくなく、あくまでも、応力・ひずみ式そのものの、 $p = p_1 + \Delta p$  ,  $x_c = x_{c1} + \Delta x_c$  を代入してひずみ増分を求めなければならない。Lewin and Burland の解析方法は、その点に基本的な弱点を含んでいる。すなわち、単位応力増分  $\vec{\Delta\sigma}$  は、たとえば  $\Delta p = 0$  の方向に換算すると、 $\Delta x_c = 0.1$  に達している (図 1・15 の水平線分の長さであらわされている) にもかかわらず、実験結果は  $(\Delta\epsilon / \Delta\sigma)$  で表示されている。さて、図 1・15 は、Lewin らの実験結果のうち、 $\Delta p = 0$  方向に

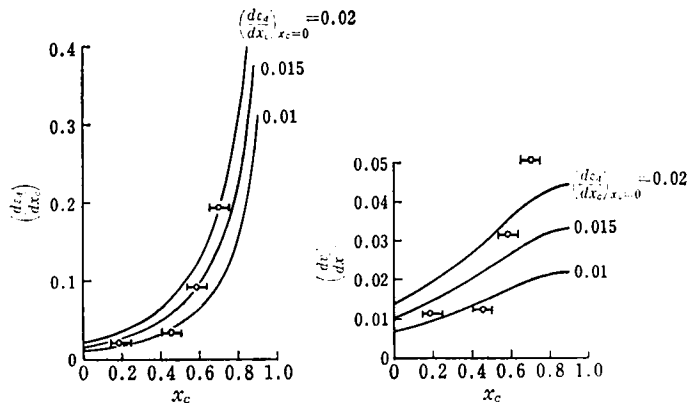


図 1・15 実測値 (プロット) と理論値の比較



力を変化させた場合のものと、著者の理論式の比較を示している。図中の水平線分の長さは、実験に用いられた Stress probe の大きさであり、 $\Delta x_c = 0.1$  である。また線分の縦座標は、測定された  $(\Delta v / \Delta x_c)$  および  $(\Delta \epsilon_d / \Delta x_c)$  を示している。一方、理論曲線は、式 (1・46) および式 (1・47) を  $x_c$  で偏微分し、 $dp = 0$  とおいて得たつぎの式をあらわしている。

$$\left( \frac{dv}{dx_c} \right)_{dp=0} = 0.8 M_c z \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \cdot f(x_c) \cdot \exp \left\{ \int_0^{x_c} f(x_c) dx_c \right\} \dots\dots\dots 1\cdot54$$

$$\left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{dp=0} = \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \left\{ \frac{1}{1-x_c} - \ln(1-x_c) \right\} \cdot f(x_c) \cdot \exp \left\{ \int_0^{x_c} f(x_c) dx_c \right\} \dots\dots\dots 1\cdot55$$

前述のように Strss probe 試験の解析に微分形を用いるのは適当でなく、また、実験に用いられた  $\Delta x_c$  が大きいので、図から理論式に採用すべき  $(d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  は正確にはわからない。

図-1・16は、 $\Delta x_c$  に対して発生する  $\Delta v$  ( $d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  および  $\Delta \epsilon_d$  ( $d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  を、応力・ひずみ式 (1・46) および (1・47) から直接計算し、実測ひずみ  $\Delta v$  および  $\Delta \epsilon_d$  と比較して  $d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  を逆算した結果である (実線は式 (1・47)、破線は式 (1・46))。図 1・15 から目測で読みとれる  $d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  と、図-1・16 の値はあまりちがわないことがわかる。圧密中の

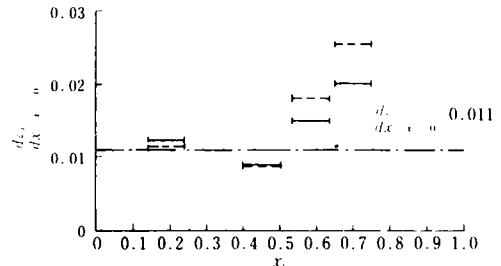


図 1・16 実験値・プロットと理論値の比較

の異方応力度によって  $d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  の値が変化するのは、計算例-2、3 と同様であるが、しかし、前の2つの例では、異方圧密中の  $x_c$  が大きいものほど  $d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  は小さくなったのに反して、この実験例では逆の結果になっている。いずれにせよ  $x_c$  の小さいところでの  $(d\epsilon_d / dx_c)_{x_c=0}$  を採用するとすれば、この値は約 0.011 となる。

#### 1・4 中間主応力係数一定状態の応力・ひずみ式

1・4・1 中間応力係数一定面 Bishop (1966) は複合応力状態を表現するために、つぎの式で定義される  $b$  を用いた。

$$b = \frac{\sigma_2' + \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \dots\dots\dots 1\cdot56$$

ただし、 $\sigma_i'$  は土塊に作用する有効主応力であり、大きさの順位は、 $\sigma_1' \geq \sigma_2' \geq \sigma_3'$  とする。したがって  $0 \leq b \leq 1$  である。この論文では、 $b$  を「中間主応力係数」と呼ぶことにする。式 (1・56) の性質を調べるために、主応力  $\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$  を座標軸とする直角座標空間を考える。式 (1・56) において、 $b$  が  $0 \leq b \leq 1$  の間の任意の定数であるならば、 $\sigma_1'$  が  $\sigma_3'$  に近付けば  $\sigma_2'$  も  $\sigma_3'$  に近付くから、式 (1・56) は空間対角線  $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$  を含むことになる。また式 (1・56) において

$\sigma_3' = 0$  とすれば、 $\sigma_1' \cdot \sigma_2'$  平面と式 (1・56) の交線； $b = \sigma_2' / \sigma_1'$  が得られるから、結局、式 (1・56) は空間対角線を含む平面群であることがわかる。この平面の性質をもう少し詳しく調べるために、式 (1・56) とは別に、つぎの式で与えられる正 8 面体平面を考える。

$$\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3' = k \quad \text{.....(1・57)}$$

ただし  $k$  は正の定数であり、正 8 面体面と座標軸の交点をあらわす。  $b$  一定平面と正 8 面体平面が、 $\sigma_1' \cdot \sigma_2'$  平面上の A 点 ( $\sigma_1' = x, \sigma_2' = y$ ) で交るとすると、A 点は式 (1・56) および式 (1・57) を満足しているから、 $x = by$ 、また  $x + y = k$  となる。この様子を図示すると 図-1・17 のようである。  $b$  一定平面は、空間対角線を含んでいるから、空間対角線と正 8 面体面の交点を  $O'$  とすれば、面  $O A O'$  は  $b$  一定平面にはかならない。

いま、平面  $\sigma_1' \cong \sigma_2' = \sigma_3'$  (図 1・17 では  $\sigma_1'$  軸と重なっている) と  $b$  一定平面  $O A O'$  のなす角を  $\theta$  とすると、図-1・17 より

$$\tan \theta = \frac{y \cdot \cos 30^\circ}{x - y \sin 30^\circ} = \frac{\sqrt{3} b}{2 - b} \quad \text{.....(1・58)}$$

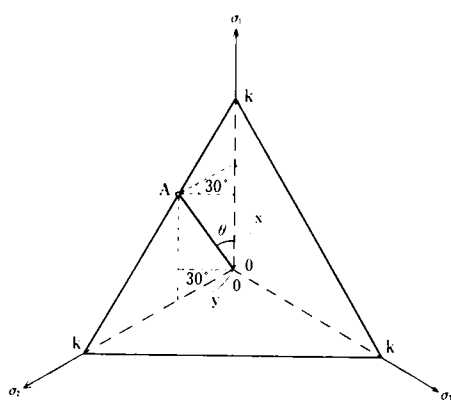


図 1・17  $\sigma_1'$  軸と  $\theta$  の角をなす平面  $AOO'$

となる。  $b = 0$  のときは  $\theta = 0$ 、したがって軸対称圧縮状態をあらわし、  $b = 1$  のときは  $\theta = 60^\circ$ 、したがって軸対称伸張状態をあらわしている。

さて、土塊に作用する応力が応力空間内のある 1 点  $P_1$  から  $P$  に変化したときに生じるひずみは、弾性式によれば

$$\nu = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \left\{ \frac{3(1-2\nu)}{E} (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \right\}_P - \left\{ \frac{3(1-2\nu)}{E} (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \right\}_{P_1} \quad \text{.....(1・69)}$$

$$\epsilon_i - \epsilon_j = \left\{ \frac{1+\nu}{E} (\sigma_i' - \sigma_j') \right\}_P - \left\{ \frac{1+\nu}{E} (\sigma_i' - \sigma_j') \right\}_{P_1} \quad \text{.....(1・60)}$$

ただし、 $\{\}_{P}$  は、かっこ内の弾性諸定数や主応力が  $P$  点における値をとることを示す。また  $i, j$  は 1, 2, 3 のいずれかをとる。もし  $P_1$  と  $P$  が同じ  $b$  一定平面上にあれば、式 (1・60) に式 (1・56) を代入して

$$\begin{aligned} \epsilon_1 - \epsilon_2 &= (1 - b) \left[ \left\{ \frac{1+\nu}{E} (\sigma_1' - \sigma_3') \right\}_P - \left\{ \frac{1+\nu}{E} (\sigma_1' - \sigma_3') \right\}_{P_1} \right] \\ \epsilon_2 - \epsilon_3 &= b \left[ \left\{ \frac{1+\nu}{E} (\sigma_1' - \sigma_3') \right\}_P - \left\{ \frac{1+\nu}{E} (\sigma_1' - \sigma_3') \right\}_{P_1} \right] \end{aligned}$$

したがって、

$$\frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{\epsilon_1 - \epsilon_3} = b \quad \dots\dots\dots(1.61)$$

同様にして

$$\frac{d(\epsilon_2 - \epsilon_3)}{d(\epsilon_1 - \epsilon_3)} = b \quad \dots\dots\dots(1.62)$$

もし、 $b$ 一定条件で非排水試験をおこなうと、 $dv = 0$ を式(1.62)に代入して

$$\frac{d\epsilon_2}{d\epsilon_1} = -\frac{1-2b}{2-b}, \quad \text{あるいは}, \quad \frac{d\epsilon_3}{d\epsilon_1} = -\frac{1+b}{2-b} \quad \dots\dots\dots(1.63)$$

式(1.63)は、非排水試験中に、 $b = (\sigma_2' - \sigma_3') / (\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ を一定に保つと、主ひずみ増分比がつねに一定値に保たれることを示している。とくに  $b = 0.5$ のときは  $d\epsilon_2 = 0$ 、すなわち平面変形条件となる。式(1.61)は第3章3で、式(1.63)は第3章4でそれぞれ実験的に検討され、弾性式にもとづく両式が破壊応力の近くでは実験的に成立しないこと、およびその力学上の意味が述べられている。

**1.4.2 ひずみ増分式**  $b$ 一定試験の弾性式は、式(1.59)および(1.60)で与えられるから、 $3(1-2\nu)/E = K$ 、 $(1+\nu)/3(1-2\nu) = \nu'$ とおくと式(1.59)は

$$v = (Kp)_p - (Kp)_{p_1}$$

また、式(1.60)において  $i=1$ 、 $j=3$ とすると

$$\epsilon_d = \epsilon_1 - \epsilon_3 = (\nu' \eta Kp)_p - (\nu' \eta Kp)_{p_1}$$

これら2つの式は、軸対称圧縮( $b=0$ )で導いた式(1.3a)および式(1.4a)と基本的に同じであり、したがって、微分形も同様に式(1.8)および式(1.9)であらわされる。

$b$ 一定状態における式(1.8)および式(1.9)を解くためには、軸対称圧縮( $b=0$ )の場合と同様に、つぎのような仮定を行なう必要がある。①異方圧密( $b$ 一定、 $\eta$ 一定)中の  $C_\epsilon$  は  $b$  および  $\eta$  の値に無関係である。②異方圧密中のひずみ増分比  $(d\epsilon_d/dv)d\eta=0$  は  $p$  に無関係である。③  $b$ 一定でしかも  $p$ 一定の条件でせん断試験する場合の主ひずみ差  $\epsilon_d$  と応力比  $\eta$  の関係は  $p$  に無関係である。

このような仮定がなされると、 $b$ 一定状態の応力・ひずみの微分形は、軸対称圧縮状態について導いた式(1.20)、式(1.21)および式(1.26)と同じになる；

$$dv = C_\epsilon' \frac{1}{p} dp + \frac{d(Kp)p - p_1}{d\eta} d\eta \quad \dots\dots\dots(1.20 \text{ bis})$$

$$d\epsilon_d = \nu' \eta C_\epsilon' \frac{1}{p} dp + \frac{d(\nu' \eta \cdot Kp)p - p_1}{d\eta} d\eta \quad \dots\dots\dots(1.21 \text{ bis})$$

ただし、 $\nu'(\eta) = d\epsilon_d/dv \cdot d\eta = 0$  ..... 1・26 bis

**1・4・3 異方圧密中のひずみ増分比** 軸対称圧縮状態 ( $b = 0$ ) における異方圧密中のひずみ増分比は式 (1・29) で与えられる；

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} = \frac{1.25}{M_c^2} \ln(1-x) \quad \text{..... 1・29 bis}$$

ただし、 $x = \eta/M_c$  である

$b = 0$  の異方圧密中のひずみ増分比の測定例は、これまでほとんどなかった。図 1・18 は軽部・玉井・河合 (1974) がおこなった軸対称伸張状態 ( $b = 1$ ) におけるひずみ増分比の測定結果である。測定は異方応力度  $\eta$  が小さい範囲でしか ..... おこなわれていないが、図に示す範囲内では、 $\eta$  と  $d\epsilon_d/dv \cdot d\eta = 0$  の関係が圧縮 ( $b = 0$ ) と伸張 ( $b = 1$ ) について同一であると見てよい。

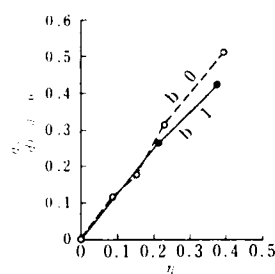


図 1・18  $b$  とひずみ増分比の関係 ( $d\epsilon_d/dv \cdot d\eta = 0$ )

この実験結果は、 $\eta = 0$  のところでは理論上の必要条件でもある。すなわち、式 (1・26) から等方応力状態におけるポアソン比を求めると、

$$\nu'(\eta) = 0 = \lim_{\eta \rightarrow 0} \left\{ \frac{d\epsilon_d}{dv} \cdot \frac{d\eta}{d\eta} \right\} = \left[ \frac{d}{d\eta} \left( \frac{d\epsilon_d}{dv} \cdot \frac{d\eta}{d\eta} \right) \right]_{\eta=0} \quad \text{..... 1・64}$$

$b = 0$  の場合のポアソン比は、式 (1・29) を式 (1・64) に代入して

$$\nu'(\eta) = 0 = \left[ \frac{d}{d\eta} \left( \frac{d\epsilon_d}{dv} \cdot \frac{d\eta}{d\eta} \right) \right]_{\eta=0} = \frac{1.25}{M_c^3} \quad \text{..... 1・64a}$$

となるから、 $b = 0$  の場合も式 (1・64a) が満たされなければならない。さもないと、等方応力状態の土塊のポアソン比が、将来の  $b$  の値によって変化することになるからである。

つきに、任意の  $b$  に対する  $\eta$  の最大値を

$$\eta_{max} = M, \quad x = \eta/M \quad \text{..... 1・65}$$

ただし  $0 < b < 1$ ,  $b = 0$  のときは  $M = M_c$ ,

とあらわすことにしておくと、 $\eta$  が  $M$  に近付けば、 $d\epsilon_d/dv \cdot d\eta = 0$  は無限大に近づくであろう。

このように、 $\eta = 0$  および  $\eta \rightarrow M$  の場合について満たすべき条件を定め、中間部を  $x$  の対数関数であらわすとする、 $b = 0$  の場合のひずみ増分比の式の形は限られたものとなる。たとえば、

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dv}\right)_{d\eta=0} = (1-x)^{-1} \left\{ \frac{1.25M}{M_c^3} \ln(1-x) + \frac{1}{x} \right\} = \frac{1.25}{M \cdot M_c} \ln(1-x) \quad \text{..... 1・66}$$

は、このような条件を満たす式の一つである。

式 (1・66) は、 $b = 0$  および  $b = 1$  でしかめられているにすぎないが、第 3 章の実験結果と

は少なくとも矛盾しないので、本論文では、任意の  $b$  一定試験についてこの式を利用することとする。

**1・4・4 エネルギー式** 任意の  $b$  一定試験について、エネルギーの釣合式は、式 (1・11) で与えられる。式 (1・11) の各項を考えると、まず、主要素に加えられる仕事増分は

$$dE = \sigma_1' d\varepsilon_1 + \sigma_2' d\varepsilon_2 + \sigma_3' d\varepsilon_3 \\ 2/3 \cdot b^2 \cdot b - 1 \cdot \eta p d\varepsilon_d + p dv \dots\dots\dots 1\cdot67$$

式 (1・67) は、 $b = 0$  あるいは  $b = 1$  のとき、式 (1・33) に一致する。

つぎに、主要素に可逆的に蓄えられる仕事増分は、式 (1・36) と等しい。主要素内で消費される仕事増分は、式 (1・39) にならう。

$$dW = \frac{2}{3} \cdot b^2 \cdot b - 1 \cdot p \cdot \eta \frac{\partial \varepsilon_d}{\partial p} dp + M \frac{\partial \varepsilon_d}{\partial \eta} d\eta + p \frac{\partial v}{\partial p} dp + \frac{\partial v}{\partial \eta} d\eta \dots\dots\dots 1\cdot68$$

式 (1・11) に式 (1・67)、式 (1・36)、式 (1・68) を代入し、 $\partial v / \partial \eta = 0$  と仮定すると、エネルギー式がつぎのように求められる。

$$\frac{\partial v}{\partial \eta} = \frac{2M}{3} \cdot b^2 \cdot b - 1 \cdot \frac{1}{1-x} \cdot \frac{\partial \varepsilon_d}{\partial \eta} \dots\dots\dots 1\cdot69$$

**1・4・5 応力・ひずみ関係の理論式** エネルギー式 (1・69) に、式 (1・20)、式 (1・21) および式 (1・26) を代入すると、

$$\frac{d \left( \frac{d\varepsilon_d}{dv} \right)_{d\eta=0}}{dx} = \frac{K(p-p_1)}{K(p-p_1) - 1.5 \frac{M_c}{M} \cdot b^2 \cdot b - 1} \cdot \frac{1-x}{1-x} \cdot \frac{dx}{dx} + f(x) \cdot dx \dots\dots\dots 1\cdot70$$

ただし、式 (1・66) より

$$\left( \frac{d\varepsilon_d}{dv} \right)_{d\eta=0} = \frac{1.25}{M_c^2} \left( \frac{M_c}{M} - \frac{M}{M_c} \right) \cdot x + B \ln \frac{1-x}{1-x} \dots\dots\dots 1\cdot66a$$

ただし、 $B = M^2 + M_c^2 + M^2$  である。式 (1・70) に式 (1・66a) を代入すれば、

$$\frac{d \left( K(p-p_1) \right)}{dx} = \frac{K(p-p_1)}{A} \cdot \frac{x+B}{1-x} \cdot \frac{1-x}{1-x} \ln \frac{1-x}{1-x} + dx \cdot f(x) \cdot dx \dots\dots\dots 1\cdot70a$$

ただし、 $b = 0$ 、 $A = \frac{1.2M_c^3}{b^2 \cdot b - 1} \cdot \frac{M_c^2}{M^2} + B = M^2 + M_c^2 + M^2$  である。

式 (1・70) を解析的に積分することは困難であるので、次項で近似計算をおこなう。ここでは、式 (1・70a) が

$$\ln(K(p-p_1)) \int f(x) dx = C$$

と積分されたとして議論を先へ進めると、この議論は、1・2・4と全く同じであり、結論として次式に到達する。

$$v = C_c' \ln \frac{p}{(p)_{x_1}} + \left( \frac{d\epsilon_d}{dx} \right)_{x=0} \times 0.8 M_c^2 \left( \frac{M_c}{M} \right) \left\{ \exp \left\{ \int_0^x f(x) dx \right\} - \left\{ \exp \int_0^{x_1} f(x) dx \right\} \right\} \dots\dots\dots (1.71)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_d = & - \frac{1.25 C_c'}{M_c^2} \left( \frac{M_c}{M} - \frac{M}{M_c} \right) \int_{x_1}^x \frac{(x+B) \ln(1-x)}{p} dp \\ & - \left( \frac{d\epsilon_d}{dx} \right)_{x=0} \times \left( \frac{M_c}{M} \right) \left( \frac{M_c}{M} - \frac{M}{M_c} \right) \left\{ (x+B) \ln(1-x) \exp \left\{ \int_0^x f(x) dx \right\} \right. \\ & \left. - (x_1+B) \ln(1-x_1) \exp \left\{ \int_0^{x_1} f(x) dx \right\} \right\} \dots\dots\dots (1.72) \end{aligned}$$

ただし、 $x=x_1$  のとき  $v=\epsilon_d=0$ 、 $B=M_c^2/(M_c^2-M^2)$  である。

**1・4・6 応力・ひずみ曲線の初期接線係数**  $b>0$  の場合の応力・ひずみ式 (1.71) および式 (1.72) を用いて応力・ひずみ関係を計算するには、それぞれの  $b$  に対する  $(d\epsilon_d/dx)_{x=0}$  および  $M=(\eta)_{max}$  がわかっている必要がある。 $M$  については、従来から土に適用できそうな破壊応力条件が提案されており、また第3章で著者の実験的研究の結果も述べているので、ある特定の  $b$  に対する  $M$  が既知ならば、任意の  $b$  に対する  $M$  を推定することが可能である。

つぎに、 $(d\epsilon_d/dx)_{x=0}$  について考えると、序章でも考察したように、もし正規圧密粘土の土塊内の土粒子接点に作用する垂直力が、現在土塊に作用している有効応力に無関係であり、しかも接点の接平面の方向がランダムに分布しているとする、有効平均垂直応力  $p$  は土塊の間けき比を決定するだけであるから、応力・ひずみ関係は8面体応力と8面体ひずみであらわされることになる。8面体応力は、

$$\begin{aligned} (\tau_{oct}/p) &= (1/3) \sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2 + (\sigma_2-\sigma_3)^2 + (\sigma_3-\sigma_1)^2} / p \\ &= (\sqrt{2}/3) \sqrt{b^2-b+1} Mx \end{aligned}$$

また8面体ひずみは、

$$\begin{aligned} \gamma_{oct} &= (2/3) \sqrt{(\epsilon_1-\epsilon_2)^2 + (\epsilon_2-\epsilon_3)^2 + (\epsilon_3-\epsilon_1)^2} \\ &= (2\sqrt{2}/3) \sqrt{b^2-b+1} \cdot \epsilon_d \end{aligned}$$

であるから、任意の  $b$  において

$$\left( \frac{d\epsilon_d}{dx} \right)_{x=0} = 2 \left\{ \frac{d\gamma_{oct}}{d(\tau_{oct}/p)} \right\}_{\tau_{oct}=0} \times M$$

したがって  $b = 0$  のときも

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x_c=0} = 2 \left\{ d(\tau_{oct}/p) \right\}_{\tau_{oct}=0} \times M_c$$

仮定により、 $\{d\tau_{oct}/d(\tau_{oct}/p)\}_{\tau_{oct}=0}$  は  $b$  に無関係であるから、上の 2 式の右辺の  $\{ \}$  は等しい。したがって、

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x=0} = \left(\frac{M}{M_c}\right) \cdot \left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x_c=0} \dots\dots\dots (1.73)$$

となる。ただし、 $x$  は任意の  $b$  に対する  $\eta \cdot M$  であり、 $x_c$  は  $b = 0$  に対する  $\eta \cdot M_c$  である。

一方もし土粒子接点力が、土塊に作用している有効応力に支配されるならば、主ひずみ差  $\epsilon_d = (\epsilon_1 - \epsilon_3)$  は  $b$  にかかわらず  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ,  $(\sigma_1' + \sigma_3')$  の関数となるであろう。したがって、任意の  $b$  において

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right) = \left(\frac{d\epsilon_d}{d\eta_N}\right) \cdot \frac{\{3 - (1 - 2b)\eta_N\}^2}{18} \cdot M$$

が成立する。ただし、 $\eta_N = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1' + \sigma_3')$ 。したがって

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x=0} = \left(\frac{d\epsilon_d}{d\eta_N}\right)_{\eta_N=0} \times \frac{M}{6}$$

$b = 0$  のときも上式は成立するから

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x_c=0} = \left(\frac{d\epsilon_d}{d\eta_N}\right)_{\eta_N=0} \times \frac{M_c}{6}$$

仮定により  $(d\epsilon_d/d\eta_N)$  は  $b$  に無関係であるから、したがってやはり式 (1.73) が成立する。式 (1.73) を式 (1.71) および式 (1.72) に代入すると、

$$\begin{aligned} v &= C_c' \ln \frac{p}{(p)_{x=x_1}} \\ &+ \left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x_c=0} \cdot 0.8M_c^2 \left[ \exp\left\{\int_0^x f(x) dx\right\} - \exp\left\{\int_0^{x_1} f(x) dx\right\} \right] \dots\dots\dots (1.71a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_d &= \frac{-1.25}{M_c^2} \left( \frac{M_c}{M} - \frac{M}{M_c} \right) \int_{x_1}^x \frac{(x+B) \ln(1-x)}{p} dp \\ &- \left(\frac{d\epsilon_d}{dx}\right)_{x_c=0} \cdot \left( \frac{M_c}{M} - \frac{M}{M_c} \right) \left[ (x+B) \ln(1-x) \exp\left\{\int_0^x f(x) dx\right\} \right. \\ &\quad \left. - (x_1+B) \ln(1-x_1) \exp\left\{\int_0^{x_1} f(x) dx\right\} \right] \dots\dots\dots (1.72a) \end{aligned}$$

ただし、 $x = x_1$  のとき  $v = \epsilon_d = 0$  であり、また  $d\epsilon_d/dx_1(x_1 = 0)$  は、軸対称圧縮試験の  $\epsilon_d \sim x_1$  曲線の初期接線係数、 $M$  は任意の  $b$  に対する  $\eta_{max}$ 、 $B$  および  $f(x)$  は式 (1.70a) で与えられる。

## 1.5 応力・ひずみ式の実用計算法

**1.5.1 応力・ひずみ式の近似解**  $b$  一定状態の応力・ひずみ式 (ただし  $b \neq 0$ 、式 (1.71a) および式 (1.72a) を計算するには、式 (1.70a) で与えられる  $f(x)$  の積分が必要である。解析的にこれを行なうことは困難であるから、1.3.1 で  $f(x_1)$  についておこなった方法と同様に  $f(x)$  を 3 次放物線で近似して積分する。3 次放物線を

$$y = \alpha' x^3 + \beta' x^2 + \gamma' x + \delta' \quad \dots\dots\dots 1.74$$

とおき、 $y$  と  $f(x)$  をつぎの 4 つの条件で近似させる

- ①  $y(x = 0) = f(0)$
- ②  $dy/dx(x = 0) = f'(0)$
- ③  $y(x = 0.6) = f(0.6)$
- ④  $y(x = 0.9) = f(0.9)$

これらの条件から、式 (1.74) の係数はつぎのように決定される

$$\begin{aligned} \delta' &= B/A \\ \gamma' &= (2/A) + (B/A)^2 \\ \beta' &= 2.4691 \left( 3.375 + \frac{0.9665 + B}{A} - \frac{0.3665B + 0.2199}{A} \right) - \frac{1.1303 + B}{A} - 0.2072B - 0.2303 \\ &\quad - 1.125\gamma' - 2.375\delta' \quad \dots\dots\dots 1.75 \end{aligned}$$

$$\alpha' = 4.6296 \left( \frac{0.9665 + B}{A} - \frac{0.3665B + 0.2199}{A} - 0.36\beta' - 0.6\gamma' - \delta' \right)$$

$$\text{ここに、} A = \frac{1.2M_0^3}{b^2(b+1)(M_0^2 + M^2)}, \quad B = \frac{M^2}{M_0^2 + M^2}$$

したがって、式 (1.70a) の積分は、近似的につぎのように求められる

$$\int f(x) dx = \int y dx = \alpha' / 4 x^4 + \beta' / 3 x^3 + \gamma' / 2 x^2 + \delta' x \quad \dots\dots\dots 1.76$$

**1.5.2 応力空間内での等ひずみ面の形**  $b$  一定状態の応力・ひずみ関係は、 $b = 0$  の場合は式

(1.46) および式 (1.47) で与えられ、 $b \neq 0$  の場合は、式 (1.71a) および式 (1.72a) で与えられる。これらの式を用いて、与えられた土塊の成力・ひずみ関係を求める場合に必要な数値は、 $b = 0$  の場合は、 $M_0$ 、 $d\epsilon_d/dx_1(x_1 = 0)$  および  $C_0$  であり、 $b \neq 0$  の場合は、それらに加えて、 $M$  が既知でなければならない。

ここで、 $M$  について考察する。特定の  $b$  に対する  $M$  が測定されれば、任意の  $b$  に対する  $M$  は破



壊基準から決定される。もし、破壊基準が「拡張された Von Mises 型」であれば、

$$\tau_{oct} / p_{max} = C_m \quad (1.77)$$

ただし、 $C_m$  は試料に固有の定数である。b一定状態では、

$$\tau_{oct} / p = (\sqrt{2} - 3) \sqrt{b^2 - b} + 1 \cdot \eta$$

であるから、式 (1.77) の  $C_m$  は

$$C_m = (\tau_{oct} / p)_{max} = (\sqrt{2} - 3) \sqrt{b^2 - b} + 1 \cdot M \quad (1.77a)$$

式 (1.77a) は  $b = 0$  のときも成立するから、

$$C_m = (\sqrt{2} - 3) M_c$$

これを式 (1.77) に代入すると、

$$M = (1 - \sqrt{b^2 - b} + 1) \cdot M_c \quad (1.78)$$

もし、破壊基準が Mohr Coulomb 型ならば、

$$\left( \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \right)_{max} = (\eta_N)_{max} = C_n \quad (1.79)$$

ただし、 $C_n$  は、試料に固有の定数であり、 $\eta_N$  と  $\eta$  の関係は、

$$\eta = \frac{6 \eta_N}{3 - (1 - 2b) \eta_N}$$

であるから、 $\eta = M$  のとき、

$$M = \frac{6 C_n}{3 - (1 - 2b) C_n}$$

$b = 0$  のときも上式は成立するから

$$M_c = 6 C_n / (3 - C_n)$$

上の2つの式から  $C_n$  を消去すると

$$M = \frac{3 M_c}{3 + b M_c} \quad (1.80)$$

上の破壊基準は Mohr Coulomb型に近いから、以下の計算例では式 (1.80) を用いることにする

〔1〕等方圧密後、平均有効垂直応力を一定に保ちながら、b一定せん断する場合：  $b = 0$  に

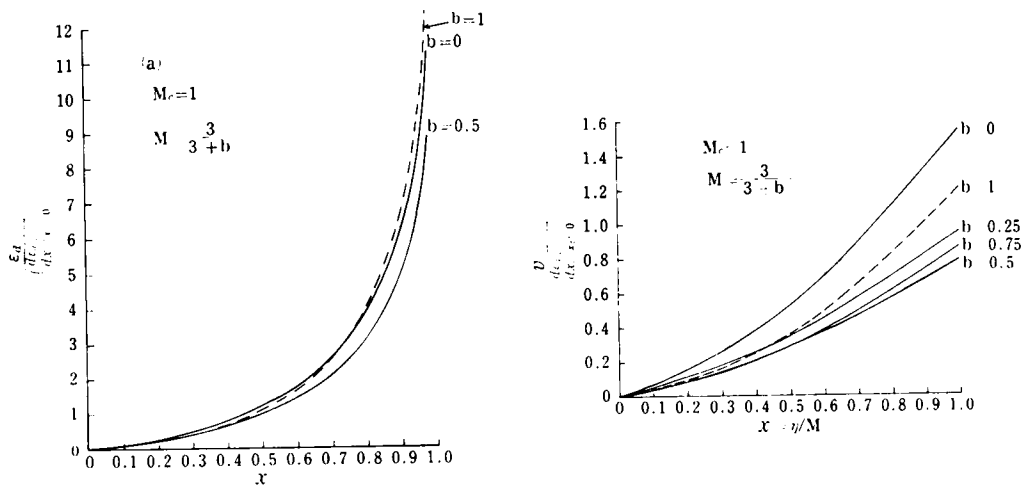


図-1-19 応力・ひずみ関係に及ぼす  $b$  の影響

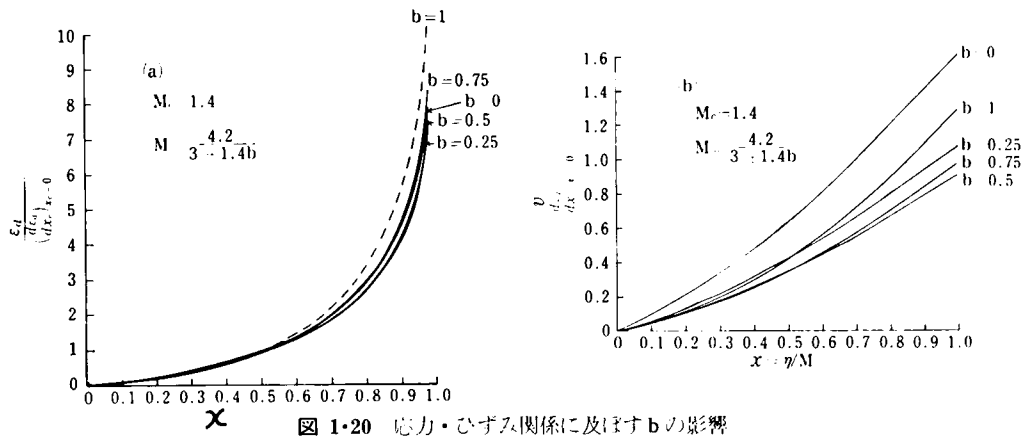


図 1-20 応力・ひずみ関係に及ぼす  $b$  の影響

対しては、式 (1-46) および式 (1-47),  $b > 0$  に対しては、式 (1-71a) および式 (1-72a) において、 $p = p_1$  と一定、 $x_1 = 0$  とおく。 $f(x)$  および  $f(x)$  のかわりに近似式  $y$  を用いる。

図-1-19は  $M_c = 1$ ,  $b = 0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.$ , における  $x$  と、 $v/(dv/dx)_{x=0}$  および  $\epsilon_d/(d\epsilon_d/dx)_{x=0}$  の関係を示している。また図-1-20 は、 $M_c = 1.4$  における同様の関係を表わしている。図から明らかなように、 $x$  と  $\epsilon_d$  の関係は  $b$  の影響をあまり受けないのに対して、 $v$  は  $b$  の影響を強く受け、 $b = 0.5$  のとき  $v$  は最小になる。

(2)  $\eta_N$  と  $\epsilon_d$  の関係：土粒子の接点力が有効応力に支配されるならば、 $\eta_N = (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1' + \sigma_3')$  と  $\epsilon_d = (\epsilon_1 - \epsilon_3)$  の関係は  $b$  によらず一定となるであろう。図-1-21 および 図-1-22 は計算例 (1) の応力軸を  $\eta_N$  に換算した結果である。図から明らかなように、 $M_c = 1$  の場合は、同じ  $\eta_N$  に対する  $\epsilon_d$  は、 $b = 0.5$  が最も小さく、 $b = 0$ ,  $b = 1$  の順に大きくなる。 $M_c = 1.4$  の場合は、 $b = 0 \sim 0.5$  のときほとんど 1 つの曲線にかさなりあい、 $b = 1$  が最も大きい  $\epsilon_d$  を示す。

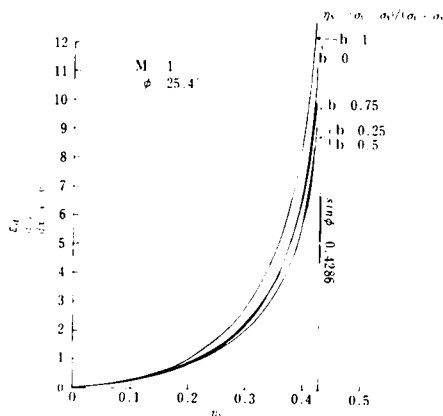


図 1-21  $\epsilon_d$  と  $\eta_N$  の関係 (パラメーター  $b$ )

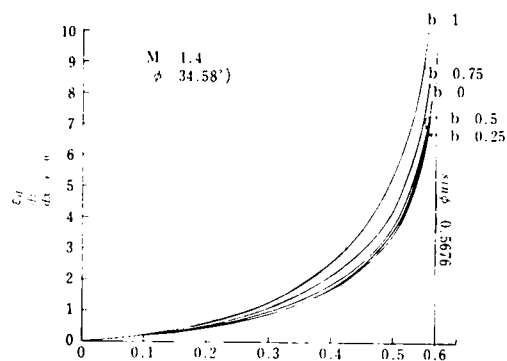


図 1-22  $\epsilon_d$  と  $\eta_N$  の関係 (パラメーター  $b$ )

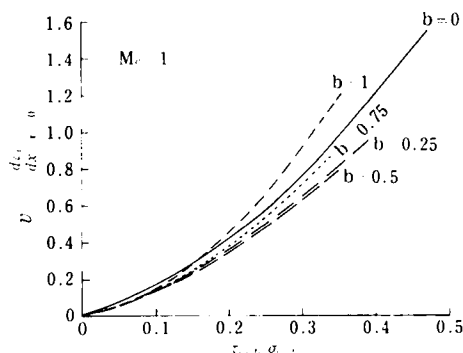


図 1-23  $(\tau_{oct}/p)$  と  $v$  の関係 (パラメーター  $b$ )

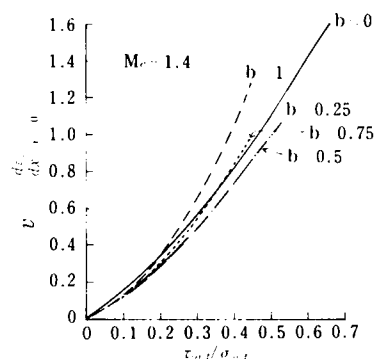


図 1-24  $(\tau_{oct}/p)$  と  $v$  の関係 (パラメーター  $b$ )

(3)  $(\tau_{oct}/p)$  と  $v$  の関係: 第 3 章の実験結果によれば,  $v$  と  $(\tau_{oct}/p)$  の関係は  $b$  の影響をあまり受けないが,  $(\tau_{oct}/p)$  に対する  $v$  の増加率は  $b=1$  がわずかながら最も大きい。図 1-23 および 図 1-24 は計算例 (1) の応力軸を  $(\tau_{oct}/p)$  に換算したものである。図から明らかなように,  $(\tau_{oct}/p)$  が大きくなると, 同じ  $(\tau_{oct}/p)$  に対して  $v$  は,  $b=0.5$  のとき最も小さく,  $b=0$ ,  $b=1$  の順に大きくなる。

(4) 異方圧密後, 軸対称伸張試験する場合: 図 1-25 は, 軽部・玉井・河合 (1974) の実験結果である。いろいろな  $x$  のもとで  $p_1=4 \text{ kg/cm}^2$  まで異方圧密した後,  $p$  一定を保ちながら段階荷重によって伸張試験が行なわれた。1 段階は 6 時間である。  $b=1$  に対する  $M$  は, 等方圧密試料の  $M$  が, ひずみ制御式非排水試験の結果にほぼ等しかったので, それを採用し  $M=1.11$  とした。図 1-25(a) から明らかなように,  $x_1=0.34$  および  $x_1=0.54$  の供試体の  $M$  は, 1.11 よりかなり大きいようである。図 1-26 の実線は,  $x_1=0$  の場合の  $\epsilon_d$  の理論値が対応する実験値にもっともよく近似するように,  $(d\epsilon_d/dx_1)_{x_1=0}=0.0281$  を用いて描いた理論曲線であ

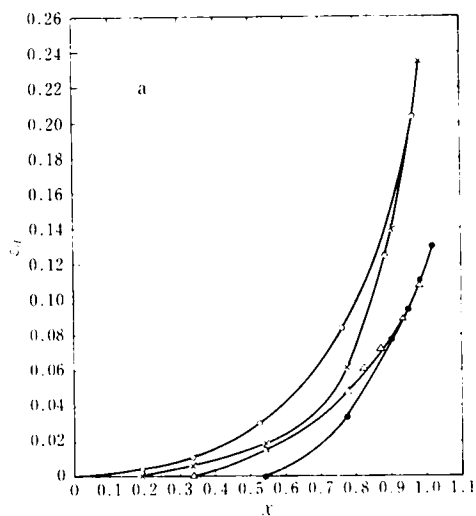


図 1-25 異方向密後 $p$ 一定試験より得た応力・ひずみの関係（実験値）

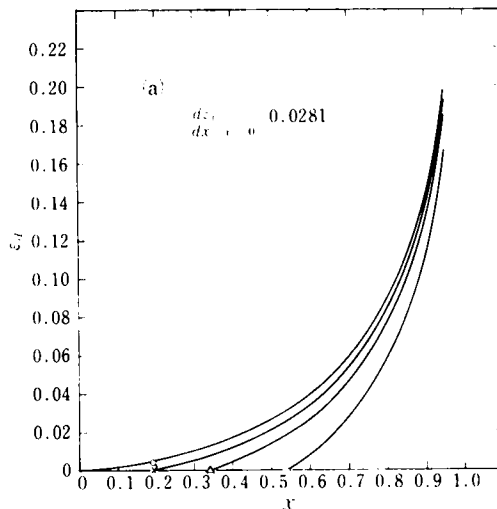
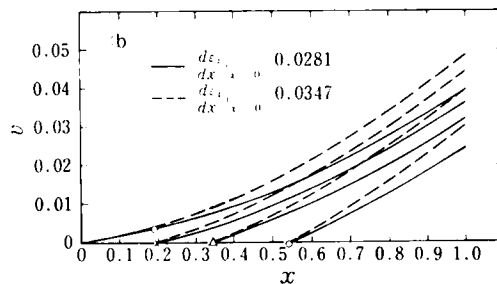
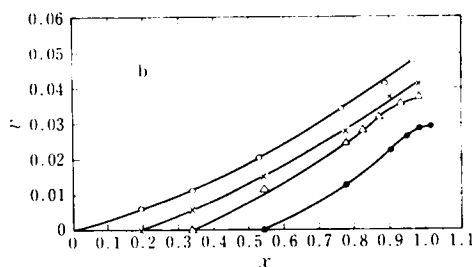


図 1-26 図 1-25 の理論値



る。前述のように、 $\epsilon_{h1} = 0.34$  および  $0.54$  の供試体の  $M$  は、計算に使用した  $M = 1.11$  より大きいので、 $\epsilon_v$  の理論値と実験値は合致しない。また、図 1-26 b の破線は、 $v$  の理論値と実験値が一致する  $d\epsilon_v/d\epsilon_h|_{\epsilon_h=0}$  として、 $0.0347$  を採用した場合の理論値を示している。

## 1.6 非排水試験

**1.6.1 軸対称圧縮状態の理論式** 著者の応力・ひずみ式は、1.2.1 の仮定 2 が重要な役割を果たしている。すなわち、図 1.1 に示すように、間げき比  $e$  を応力状態の関数と考慮しており、その結果、 $dv \neq 0$  の範囲で式 1.20 が成立することになった。式 1.20 の成立範囲は  $dv \neq 0$  であるから、非排水状態においてもこの式は成立している。したがって、 $dv = 0$  のとき

$$\frac{d(Kp + p_1)}{dx_1} = \frac{C_1'}{p} dp \dots\dots\dots (1.81)$$

$$\therefore (Kp + p_1) = C_1' \ln p + C$$

$x_c = 0$  のとき  $p = p_1$ , また  $(Kp/p - p_1) \rightarrow (Kp/p - p_1)_0$  とすると

$$(Kp/p - p_1) - (Kp/p - p_1)_0 = C_c' \ln(p - p_1) \dots\dots\dots 1\cdot82$$

一方、主ひずみ差に対する弾性修正式 (1\cdot21) が非排水条件下でも成立すると仮定すると、式 (1\cdot81) を代入することにより

$$d\varepsilon_d = \left. \frac{d[(d\varepsilon_d - dv)/dx_c]}{dx_c} \right|_{(dv=0)} \cdot (Kp/p - p_1) \cdot dx_c \dots\dots\dots 1\cdot83$$

つぎに、非排水条件下のエネルギー式を考えると  $dv = 0$  に対するエネルギー式は、式 (1\cdot40) で与えられる；

$$p dv = \frac{2}{3} M_c p x_c d\varepsilon_d$$

$$p \left( \frac{\partial v}{\partial p} - \frac{\partial v}{\partial p} \right) dp = \frac{2}{3} M_c p \left( x_c \cdot \frac{\partial \varepsilon_d}{\partial p} dp - \frac{\partial \varepsilon_d}{\partial x_c} dx_c \right) + p dv \dots\dots\dots 1\cdot40 \text{ bis}$$

この式の左辺第1項は、 $dv = 0$  であるから 0 となる。右辺第1項は、1\cdot2\cdot3 の考察から明らかなように、平均垂直応力  $p$  が増加する場合の仕事消費量増分をあらわしている。ところが本章で取り扱っているような  $(\partial v / \partial \eta) = 0$  となる材料では、図 1\cdot1 から明らかなように、非排水せん断 ( $dv = 0$ ,  $d\eta = 0$ ) という条件を満たすためには、 $dp = 0$  となるので、式 (1\cdot40) の右辺第1項は 0 となる。また、同様に、右辺第2項の中の  $(\partial \varepsilon_d / \partial p)$  は式 (1\cdot83) を見れば 0 であることがわかる。したがって、非排水せん断のエネルギー式はつぎのようになる。

$$2/3 \cdot M_c (1 - x_c) d\varepsilon_d - dv_c = 0 \dots\dots\dots 1\cdot84$$

この式は Roscoe and Thurairajah (1963) の非排水条件下のエネルギー式と一致する。

式 (1\cdot84) に、式 (1\cdot83) および (1\cdot36) を代入すると、

$$\frac{2}{3} M_c (1 - x_c) \cdot \left. \frac{d[(d\varepsilon_d - dv)/dx_c]}{dx_c} \right|_{(dv=0)} \cdot (Kp/p - p_1) dx_c = C_c' \frac{dp}{p}$$

上式に、式 (1\cdot29) および式 (1\cdot81) を代入すれば、

$$\frac{d(Kp/p - p_1)}{Kp/p - p_1} = \frac{1}{1.2M_c} \left( \frac{C_c}{C_c'} \right) dx_c$$

$$\therefore \ln(Kp/p - p_1) = \frac{1}{1.2M_c} \cdot \frac{C_c}{C_c'} x_c + C$$

$x_c = 0$  のとき  $p = p_1$ , また  $(Kp/p - p_1) = (Kp/p - p_1)_0$  とおけば、

$$\frac{Kp/p - p_1}{(Kp/p - p_1)_0} = \exp \left\{ \frac{1}{1.2M_c} \left( \frac{C_c}{C_c'} \right) x_c \right\} \dots\dots\dots 1\cdot85$$

式 (1.85) を式 (1.82) に代入し、さらに式 (1.44) を用いると

$$\ln\left(\frac{p}{p_1}\right) = -\frac{0.8M_c^2}{C_c'} \left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c=0} \cdot \left[1 - \exp\left\{-\frac{1}{1.2M_c} \left(\frac{C_c}{C_c'}\right) x_c\right\}\right] \quad \dots\dots\dots (1.86)$$

ここに、 $C_c' = 0.434 C_c / (1 + e_1)$  であり、 $e_1$  は  $p = p_1$  における間げき比である。

式 (1.86) は、非排水せん断中の  $x_c$  と  $p$  の関係を与えているが、さらに、 $q/p_1 = M_c x_c (p/p_1)$  であるから、式 (1.86) はつぎのように変形される。

$$\frac{q}{p_1} = 1.2M_c^2 \left(\frac{C_c}{C_c'}\right) \left(\frac{p}{p_1}\right) \cdot \ln\left[1 - \frac{C_c'}{0.8M_c^2 (d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}} \cdot \ln\left(\frac{p}{p_1}\right)\right] \quad \dots\dots\dots (1.87)$$

式 (1.87) は、 $p \cdot q$  平面上の非排水応力径路の式である。応力径路の頂点を与える ( $p/p_1$ ) は、式 (1.87) を ( $p/p_1$ ) で微分して、それを 0 とおくことにより、

$$\left. \begin{aligned} \ln\left(\frac{p}{p_1}\right) &= \frac{0.8M_c^2}{C_c'} \left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c=0} \cdot (1-y) \\ \text{ただし、} y \ln y &= \frac{C_c'}{0.8M_c^2 \cdot (d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (1.88)$$

主ひずみ差  $\epsilon_d$  は、式 (1.83) に、式 (1.29)、式 (1.44) および式 (1.85) を代入して

$$\epsilon_d = \left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c=0} \cdot \left(\int_0^{x_c} \frac{1}{1-x_c} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{1.2M_c} \left(\frac{C_c}{C_c'}\right) x_c\right\} dx_c\right) \quad \dots\dots\dots (1.89)$$

式 (1.89) からわかるように、 $\epsilon_d$  は  $M_c$  ばかりでなく ( $C_c/C_c'$ ) に影響される。

**1.6.2 非排水試験中の間げき水圧** 等方圧密が終了した後、非排水状態で圧縮試験をおこなうと、供試体中の間げき水圧が変化する。いま、供試体の間げき水圧を  $u$  とすると、

$$u = p_T - p = (p_T - p_1) + (p_1 - p)$$

ここに、 $p_T$  は供試体に作用している全応力表示の平均垂直応力、 $p$  は供試体の平均有効垂直応力、 $p_1$  は圧縮試験開始時の平均有効垂直応力 ( $p_1 = (p)_{x_c=0}$ ) である。

圧縮試験開始後の発生間げき水圧を  $\Delta u$  とすれば、

$$\Delta u = u - u_1 = (p_T - p_1 - u_1) + p_1 \{1 - (p/p_1)\} \quad \dots\dots\dots (1.90)$$

ただし、 $u_1$  は圧縮試験開始時の間げき水圧 (バックプレッシャーなど) である。上式において、 $p/p_1$  は式 (1.86) で与えられているからこれを代入すると、発生間げき水圧の式としてつぎの式を得る；

$$\Delta u = (p_T - p_1 - u_1) + p_1 \left[1 - \exp\left\{\frac{0.8M_c^2}{C_c'} \left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c=0} \left\{1 - \exp\left\{-\frac{1}{1.2M_c} \cdot \frac{C_c}{C_c'} x_c\right\}\right\}\right\}\right] \quad \dots\dots\dots (1.91)$$

**1・6・3 非排水試験結果の検討** 著者の理論は、平衡状態にある土塊を対象としているので、理論式と比較すべき実験は、クリープ試験あるいは段階载荷方式のせん断試験においてひずみ速度が十分小さくなった状態である。

(1) 非排水クリープ試験の結果の解析：Arulanandan ら(1971)は、等方圧密した供試体にいろいろな主応力差のクリープ荷重を载荷して非排水クリープ試験をおこない、主ひずみ差と間げ

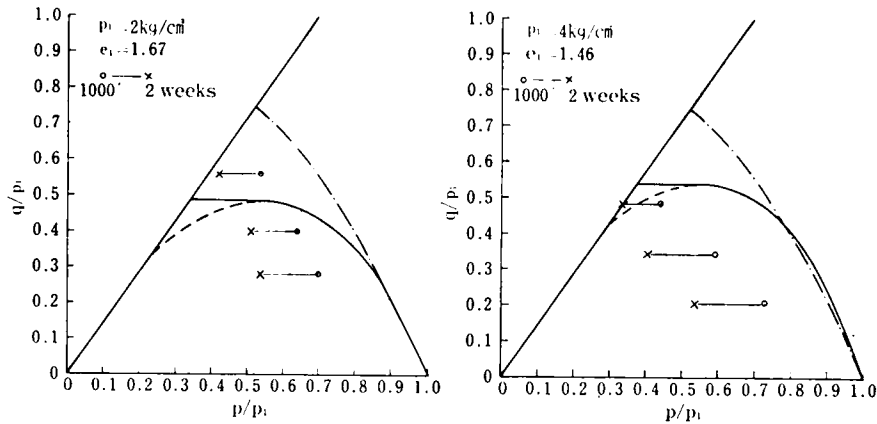


図-1・27 実測値（プロット）と理論値の比較

き水圧の挙動を調べた。図-1・27 のプロットは、クリープ試験中の有効応力をあらわしている。また図中の鎖線は、Roscoe and Thurairajah (1963) の導いた非排水応力経路である。等方圧密時間は30時間であったが、圧密後等方応力のもとで非排水条件とした供試体は間げき水圧の上昇をきたした。Arulanandan らは、このような間げき水圧の上昇分をさし引けば、非排水クリープ中の有効応力は Roscoe らの式(1・92)に一致すると主張している。

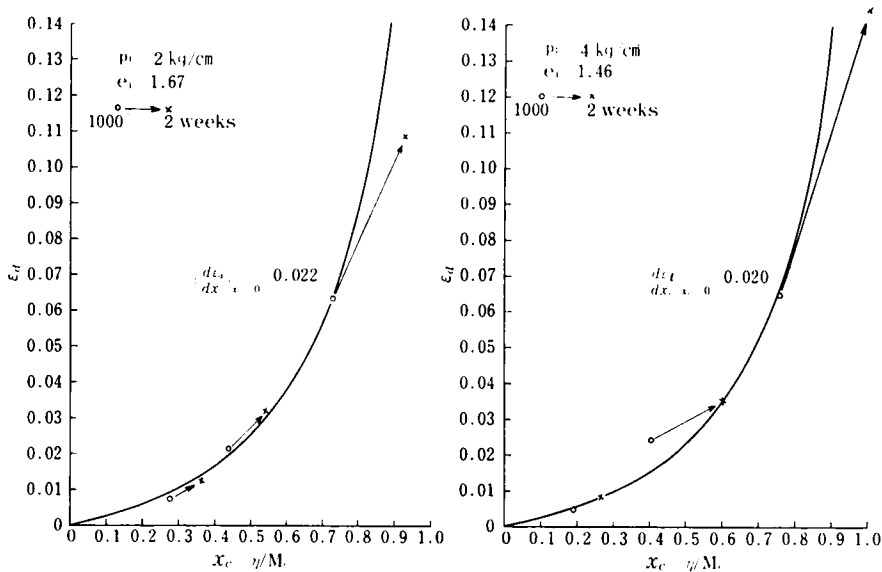


図-1・28 実測値（プロット）と理論値の比較

さて、著者の主ひずみ差の理論式は、式(1・89)で与えられるから、この式に Arulanandna らの試料土の数値、 $(C_c, C_r) = 2.9, M_c = 1.44$  を代入すると

$$(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0} = \int_0^1 \frac{e^{1.678x_c}}{1-x_c} dx_c$$

Simpson の公式で上式の近似値を求め、図-1・28 に示した実測値のプロットにもっともよく近似する  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0} = 0$  を採用して理論曲線を定めると、図中の実線曲線のようになる

つぎに、試験中の応力経路は式(1・87)で与えられる。計算結果は図-1・27 の実線曲線およびそれぞれにつらなる破線であるが、クリーフ試験では主応力差が減少することはないので、実際の応力経路は破線をたどらず、実線曲線に接する水平線となるであろう。図-1・29 は主応力差と

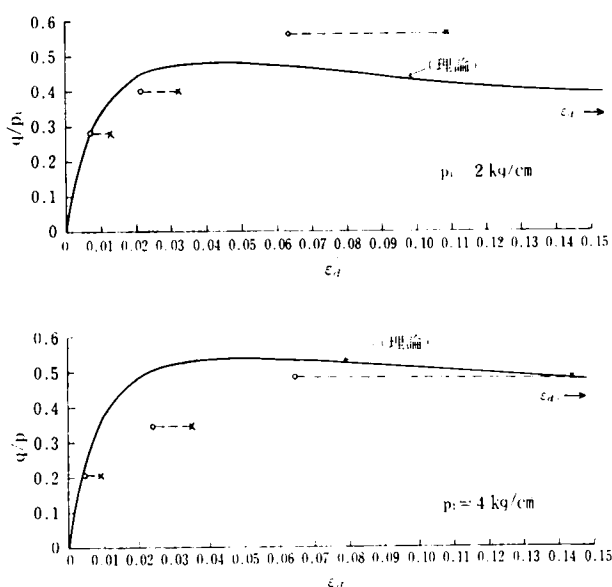


図 1・29 実測値・プロットと理論値の比較

主ひずみ差の関係をあらわしている。クリーフ試験の主応力差  $(q/p_r)$  が理論曲線より上方にくると、はげしいクリーフを起こすことがわかる

(2) 応力制御式非排水圧縮試験結果の解析：Shen ら (1973) は、図-1・30 に示した非排水クリーフ試験では水もれが起っていた可能性があるとして、水密性を向上させた供試体によって応力制御式の非排水圧縮試験をおこなった。圧縮試験に先立つ圧密期間は、1 日および 7 日の 2 つのシリーズに分けられている。非排水圧縮中の応力は、図-1・30 のプロットのようである。Shen らは、それらの実測値に対応する理論値として、図中の実線のような応力経路を想定している。すなわち、Roscoe の応力経路の式(1・92)は、1 日圧密の実験値に比較的良好に合致している。したがって、1 日圧密供試体にはこの式をそのまま使い、7 日圧密の供試体の理論式は、1 日圧密の



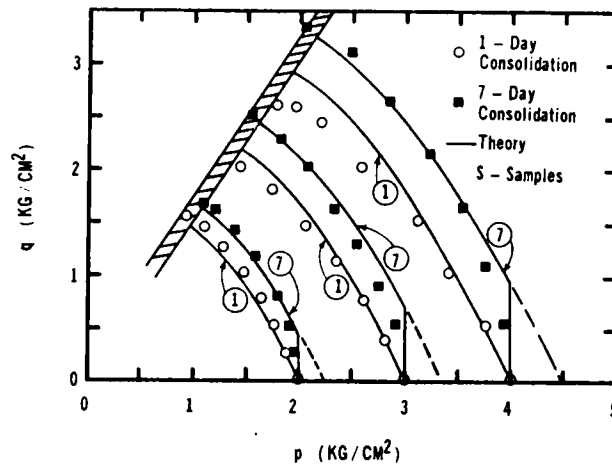


図 1-30 応力制御法による非排水せん断中の応力経路 Shenら；1973

$e \sim \log p$  曲線から等価圧密圧力を読みとって、この圧力から非排水せん断する場合の応力経路式を流用している。図から明らかなように 1 日圧密では、理論曲線は実測より間げき水压を小さく見積っており、7 日圧密では、実測と理論の傾向が一致していない。

長期間圧密された供試体の非排水応力経路が、図 1-30 のように立ってくるという現象は、三笠ら (1970) および著者 (1971) も認めている。ところが、Roscoe らの応力経路の式は、圧密時間の影響を受けない  $C_e$ 、 $C_c$  および  $M_c$  しか含んでいないので、圧密時間によって応力経路が変化する現象を説明できない。

さて、著者の応力経路式は、式 (1-87) で与えられる；

$$\frac{q}{p_1} = 1.2 M_c^2 \frac{C_c}{C_e} \left( \frac{p}{p_1} \right) \ln \left( 1 - \frac{0.434 C_c}{0.8 M_c^2 (1 + e_1)} \cdot \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \cdot \ln \left( \frac{p}{p_1} \right) \right) \quad \dots\dots\dots (1-87 \text{ bis})$$

この式で、 $e_1$  は非排水圧縮試験中の間げき比であるから、圧密期間の差によって初期間げき比に差ができた場合、これを式中にとりこむことができる。

図-1-31 は、式 (1-87) による理論値が、応力経路の立上りは付近 ( $p/p_1 \rightarrow 1$ ) で実験値と等しくなるように  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  を選んだ場合の理論値と実験値の比較をあらわしている。式 (1-87) による理論値は図の破線に示すように頂点を経過した後下降するが、応力制御試験に対応する理論経路は頂点から左方へ水平に移行しなければならない。 $q$  が大きいところで理論値と実験値の差は大きくなるが、この原因を調べるには、少なくとも載荷方法 (連続増加荷重か、段階荷重か) や荷重速度を知る必要があるが、文献に記載されていないので、これ以上の解明は不可能である。ただし、次項で、Roscoe らの理論と著者の理論の比較の中で、応力経路が一般に頂点を持つであろうことが論じられている。

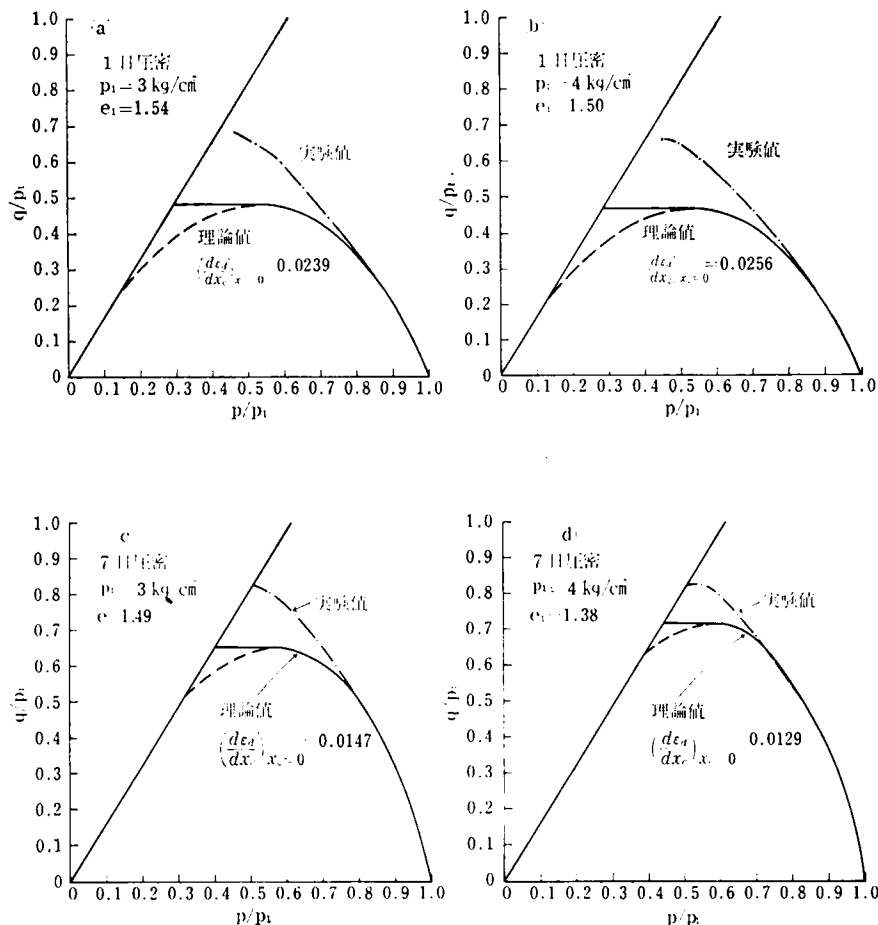


図 1.31 実験値と理論値の比較

また、図中に、理論値の計算に使用した  $(\frac{d\epsilon_d}{dx})_{x=0}$  が記入されているが、それぞれの  $e_1$  と比較すると、 $e_1$  の変化に比べて  $(\frac{d\epsilon_d}{dx})_{x=0}$  の変化が大きい（1日試料：0.024，7日試料 0.013）。このことは、次章に示す通り、 $(\frac{d\epsilon_d}{dx})_{x=0}$  が  $e_1$  だけでなく、圧密期間そのものに影響されていることを示している。

**1.6.4 非排水応力経路の一般的形状** Roscoe and Thurairajah (1963) の非排水応力経路の式は

$$\frac{q}{p_1} = \frac{M_c}{1 - (C_c - C_r)} \cdot \left( \frac{p}{p_1} \right) \ln \left( \frac{p_1}{p} \right) \quad (1.92)$$

式 (1.92) を図示すると、図 1.32 a) のように、左上方向に向う曲線となる。したがって、Roscoe らの式と著者の式のもっとも顕著な違いは、応力経路が頂点を持つかどうかである。

式 (1.87) も式 (1.92) もともに土塊は平衡状態にあるという前提のもとに導かれているの

で、これらの式の検証を実験的に起こすには、できる限り応力やひずみの速度を小さくしなければならない。この意味で実験方法としては  $(q/p_1)$  が小さい範囲ではひずみ制御法より応力制御法の方がふさわしいと思われるが、 $(q/p_1)$  が大きいところでは、むしろひずみ制御法、または長期クリープ試験がより正しい結果を与えると思われる。とくに、応力径路が頂点を持つかどうかを直接調べる方法はひずみ制御法以外にない。

ところが、公表されているひずみ制御法による三軸圧縮試験の結果は、主応力差の最大値のところでプロットが打ちきられているものが多く、主応力比の最大値まで示されている例は少ない。図 1・33 は、Lambe (1969) の教科書に引用されている Crawford (1959) の結果であり、また図 1・34 は、やはり同じ教科書に引用されている彼自身のデータの横軸を平均有効垂直応力に書き直したものである（なお、縦軸は  $q/2$  である）。図 1・34 ではせん断試験開始直後に間引き水圧の測定が遅れがみられるが、これを割引いても破壊応力付近で応力径路が頂点を持っていることが認められるであろう。

破壊応力付近の非排水径路の形状を調べるもう一つの方法は、前述の非排水長期クリープ試験である。すなわち、クリープ荷重として、与えられる  $(q/p_1)_{max}$  をはさんで、わずかに差のある  $(q/p_1)$  を作用させる場合を考えると、もし、非排水応力径路が図 1・32 b) のように Roscoe

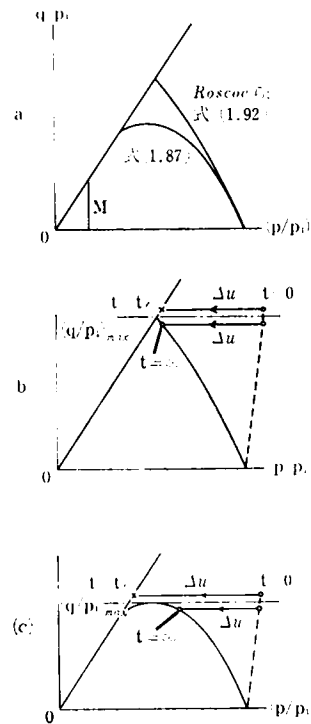


図 1・32 a) 非排水応力径路の 2 つの形状 (b) (c) クリープの初期条件と終期の発生間引き水圧の差異

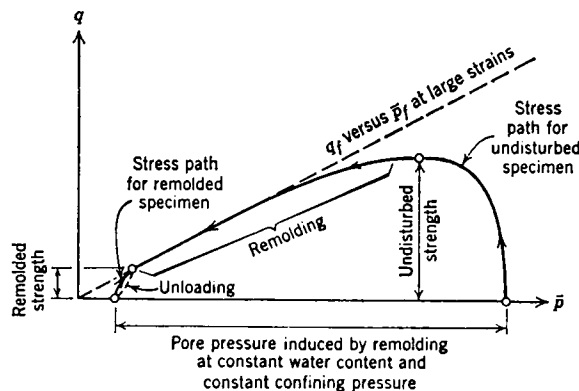


図 1・33 鋭敏な粘土の非排水応力径路 (Crawford ; 1959)

型であれば2つの供試体の間げき水圧の発生状況は類似していると思われるが、図 1・32(c)のように頂点を持っておれば、 $(q/p)_\text{max}$  よりわずかに大きな荷重を受けた供試体の発生間げき水圧は、 $(q/p)_\text{max}$  よりわずかに小さい荷重を受けた供試体のそれに比べて不連続的に大きくなるであろう

図 1・35 は Shibata and Karube (1969) の三軸スライスせん断試験の結果である。図中の破壊包絡線は、通常のひずみ制御法による非排水三軸圧縮試験および排水三軸圧縮試験から共通に得られたものである。一方、クリーフ試験は、等方応力状態から非排水状態で出発して、主応力差の平均荷重速度を1時間当り  $0.1 \text{ kg/cm}^2$  におさえながら予定の応力状態に達するまで荷重した後、非排水状態のままで行なわれた。図中の白丸印は、このようにして行なわれたクリーフ試験で、11日後においても破壊しなかった試供試体のクリーフ試験の初期状態をあらわしている。また黒丸印は、時間の経過とともに間げき水圧が増加し、11日以内に印で破壊した供試体の初期状態をあらわしている。図から明らかなように、破壊する供試体と、破壊しない供試体の初期応力状態を分ける明確な  $(q, p)$  が存在している。また11日間で破壊しなかった供試体は、顕著な間げき水圧の増加を示さなかった。

破壊応力付近の間げき水圧発生量の不連続性を明確に示しているのが Walker (1969) の、いわゆる全応力比一定の異方圧密試験である。実験の手法は、あらかじめ予定された全応力比をつねに保ちながら、段階的に作用全応力を増加させるものであるが、各増分段階ごとに、ある一定期間非排水状態に保った後、全応力はそのままで排水状態とし、圧密を終了

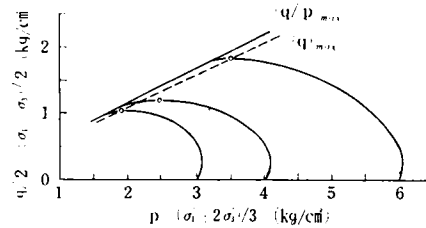


図-1・34 ひずみ制御法による非排水径路 (Lambe ; 1969)

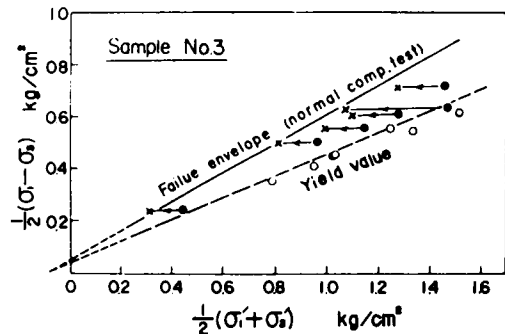


図 1・35 非排水クリーフ破壊に対する降伏値

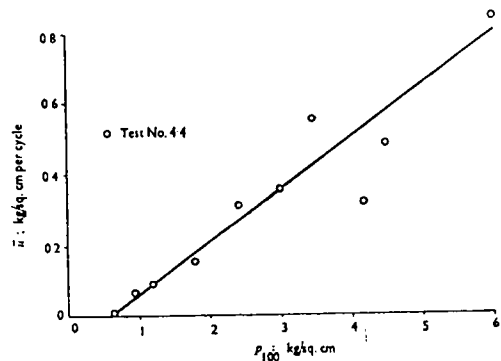


図 1・36 非排水クリーフ中の間げき水圧増加速度 (Walker ; 1969)

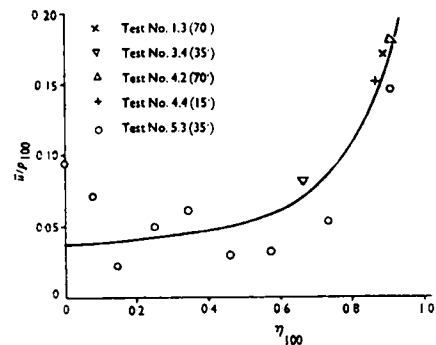


図 1・37 間げき水圧増加速度の  $\eta$  に対する不連続性 (Walker ; 1959)

せざる。図 1・36 は、全応力表示の異方応力度  $\eta_T = q/p_T = 0.64$  (添字 T は全応力を示す) の供試体の実験結果を示している。横軸は、各荷重段階の非排水過程の経過時間 100 分における平均有効垂直応力であり、縦軸は、そのときの間げき水圧増加速度  $du/d \log t$  である。両者の関係は直線関係を示しているので、この勾配  $R = \bar{u}/p_{100}$  (ただし  $\bar{u} = du/d \log t$ ) に供試体の間げき水圧の発生しやすいさを代表させることができる。図 1・37 は、このようにして得た  $\bar{u}/p_{100}$  と、各供試体の  $\eta_{100}$  の関係を示している。 $\eta_{100}$  とは、各供試体の各荷重段階ごとの非排水過程の経過時間 100 分における有効応力比  $\eta_{100} = q/p_{100}$  のことであり、この値が荷重段階によらず供試体ごとに一定となることから、各供試体の有効応力による異方応力度をあらわす尺度として用いられているのである。図から明らかなように、 $\eta_{100}$  が 0.7 に達するまでは  $\bar{u}/p_{100} = 0.04$  であるが、 $\eta_{100} = 0.9$  のものは  $\bar{u}/p_{100} = 0.16$  と、一挙に 4 倍にも増大している。用いられた試料の  $(\eta_{max}, M_c)$  は 1.18 であるので、非排水過程の経過時間が 100 分のときの  $\eta$  が 0.9 に達していて、 $\bar{u}/p_{100}$  が 0.16 という速さを持ておれば、クリーフ破壊を起す可能性が強い。

以上、2 つの実験で認められた発生間げき水圧の不連続現象——ある初期クリーフ荷重 ( $q/p_1$ ) を境として間げき水圧の発生が顕著となる現象は、式 (1・87) あるいは図 1・32 (c) からは予想できるが、式 (1・92) あるいは図 1・32 (b) からは予想できない。

## 1・7 ポアソン比の理論値

b = 一定状態では、つねに式 (1・26) が成立するから

$$\nu' = \frac{(d\epsilon_d/dv)d\eta}{\eta} = 0 \quad \frac{(d\epsilon_d/dv)d\eta}{M_x} = 0 \quad \dots\dots\dots (1\cdot93)$$

$$\text{ここに、} \left( \frac{d\epsilon_d}{dv} \right)_{\eta=0} = (1-x) \left\{ -\frac{1.25M}{M_c^3} \cdot \ln(1-x) \right\} + x \left\{ -\frac{1.25}{M \cdot M_c} \ln(1-x) \right\} \quad \dots\dots\dots (1\cdot66 \text{ bis})$$

式 (1・66) を式 (1・93) に代入すると

$$\nu' = \frac{1.25}{M_c} \left( \frac{1}{M_c^2} - \frac{1}{M^2} \right) \ln(1-x) - \frac{1.25}{M_c^3} \cdot \frac{\ln(1-x)}{x} \quad \dots\dots\dots (1\cdot94)$$

ただし、 $x \rightarrow 0$  とする

$$x \rightarrow 0 \text{ のときは } (\nu')_{x=0} = 1.25/M_c^3 \quad \dots\dots\dots (1\cdot64a \text{ bis})$$

b = 0 の場合は、式 (1・94) の M を  $M_c$  とおくことにより

$$\nu' = \frac{1.25}{M_c^3} \cdot \frac{\ln(1-x_c)}{x_c} \quad \dots\dots\dots (1\cdot94a)$$

となり、 $M_c$ が与えられると、任意の応力状態  $x_c$  に対する  $\nu'$  が得られる。しかし、 $b = 0$  の場合は、破壊基準によって  $M$  と  $M_c$  の関係が変化する。いま、Mohr-Coulomb の基準が適用し得るとすると、 $M$  は

$$M = \frac{3M_c}{3 + bM_c} \quad \text{.....(1.80 bis)}$$

で与えられることになる。

$M_c$  とホアソン比  $\nu$  の関係を知るために、 $b = 0$  の場合について式 (1.6) および式 (1.94a)

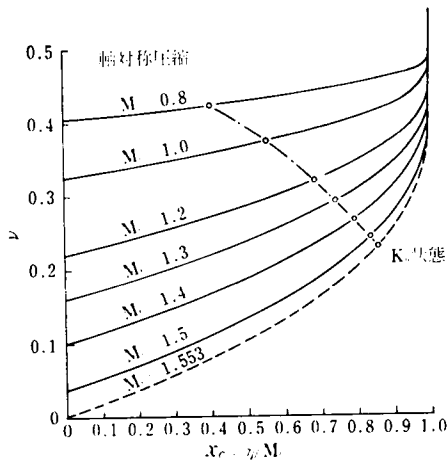


図 1.38 ホアソン比の理論値 ( $b = 0$  のとき)

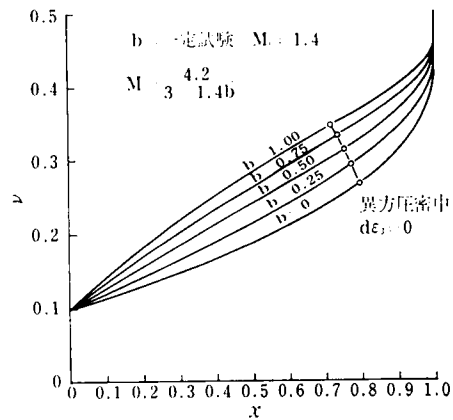


図 1.39 ホアソン比の理論値 ( $M_c = 1.4$  のとき)

を用いて、いろいろな  $M_c$  に対する  $\nu$  と  $x_c$  の関係を計算すると、図 1.38 のようである。 $M_c$  が大きい試料のホアソン比は小さいことがわかる。

つぎに、 $b$  と  $\nu$  の関係を明らかにするために、 $M_c = 1.4$  の場合について、いろいろな  $b$  のもとで  $x$  と  $\nu$  の関係を式 (1.6)、式 (1.94) および式 (1.80) を用いて計算すると、図 1.39 のようである。 $b$  が大きくなると、 $\nu$  も大きくなることがわかる。 $b = 0$  の場合の異方圧密において、 $b = 0$  における  $K_0$  状態に相当する状態は最小主応力  $\sigma_3'$  方向のひずみ増分  $d\epsilon_3$  がつねに 0 であるような状態である。このとき、式 (1.62) より、

$$d\epsilon_2 = b \cdot d\epsilon_1$$

$$\therefore (d\epsilon_1 \cdot d\nu \cdot d\eta = 0 \quad 1 \quad (1 - b))$$

したがって、式 (1.66) より、

$$b = 0 \text{ のとき, } (x_c) d\epsilon_3 = 0 \rightarrow 1 - \exp(-0.8M_c^2) \quad \text{.....(1.95)}$$

$$b \neq 0 \text{ のとき } \left( x + \frac{1}{A^2} \right) \ln(1-x) = - \frac{0.8M_c^2 A}{A^2 + 1} \quad \text{.....(1.96)}$$

ここに、 $A = 1 + (bM_c/3)$

$b = 0$  の異方圧密において、 $d\epsilon_3 = 0$  とすれば、これは  $K_0$  圧密となる。図 1・38 の丸印は式 (1・95) をあらわしており、したがって  $K_0$  状態における  $x_c$  と  $\nu$  をあらわしている。また 図 1・39 の丸印は式 (1・96)、すなわち  $d\epsilon_3 = 0$  となるときの  $x_c$  と  $\nu$  をあらわしている。

ここで式 (1・94) で計算される  $\nu'$  の値の範囲を検討すると、その最大値は  $x = 1$  に対応する  $\nu' = 1$  であり、最小値は  $x = 0$  に対応する  $\nu' = 1.25 M_c^3$  である。したがって式 (1・6) よりポアソン比  $\nu$  の最大値は  $(\nu)_{max} = 0.5$  であり、最小値は

$$(\nu)_{min} = \frac{3.75 - M_c^3}{7.50 - M_c^3} \quad (1.97)$$

となる。式 (1・97) より、 $M_c = 1.533$  ( $\phi' = 38.9^\circ$ ) となれば  $\nu = 0$  となる応力範囲が出現する (図 1・38 の破線は  $M_c = 1.533$  の場合を示している)。ところで、等方材料が示し得るポアソン比の最小値を考えると、材料に 1 軸応力が作用しただけで等方収縮を起すという  $\nu = -1$  であろう。一方、式 (1・97) から求め得るポアソン比の最小値は  $\phi' = 90^\circ$  ( $M_c = 3$ ) まで考えても  $(\nu)_{min} = -0.6739$  となり、したがって式 (1・97) の適用範囲に制限はないことがわかる。

畑野・渡辺 (1969) は飽和度 85~95% のベントナイト供試体の側方変位を測定しながら非排水三軸圧縮試験を行ないポアソン比を求めている。すなわち側圧  $\sigma_{2,3}$  ごとに、軸方向応力に対してポアソン比をプロットすると図 1・40 のようであった。

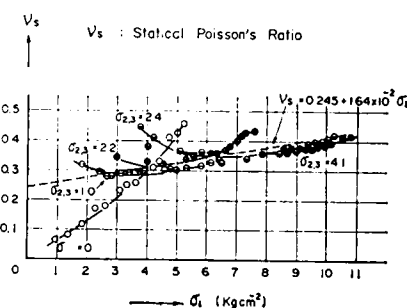


図 1・40 ポアソン比の実測値 (畑野・渡辺; 1969)

## 1・8 ま と め

等方的な弾性式を基礎にして、一般に認められている実験事実によって弾性式を修正し、正規圧密粘土の応力・ひずみ式を導いた。用いた実験事実は、軸対称応力状態に関するつぎの 4 つである。①  $e$ - $\log p$   $\eta$  関係は、応力経路が  $d\eta = 0$ 、 $d\epsilon = 0$  を満す限り試料ごとに唯一に決定する。ここに  $e$  は間けき比、 $p$  は平均有効垂直応力、 $\eta = (\sigma_1 - \sigma_3)/p$  であり、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_3$  はそれぞれ最大および最小主応力である。② 異方圧密  $d\eta = 0$  中の  $e$ - $\log p$  関係は、勾配が  $-C_c$  の直線となる。③  $K_0$  値は  $p$  によらず一定である。④  $\eta$  の最大値  $\eta_{max} = M_c$  は応力経路によらず一定である。

軸対称圧縮状態の異方圧密試験結果を収集し、異方圧密中のひずみ増分比が、 $(d\epsilon_3/d\nu)/d\eta = 0$  ( $= 1.25 M_c^3 \ln(1 + \eta/M_c)$ ) とあらわされることを見出し、応力・ひずみ式の誘導に利用した。

つぎに、軸対称応力状態の応力・ひずみ式を任意の  $b$  一定状態に拡張した。ただし、 $b = (\sigma_2$

$(\sigma_1 - \sigma_3) (\sigma_1 - \sigma_3)$  であり、 $\sigma_2$  は中間主応力である。得られた応力・ひずみ式を用いて与えられた試料の応力・ひずみ関係を予測するには、つぎの諸値が既知であることが必要である。①圧縮指数  $C_c$ 、②膨潤指数  $C_e$ 、③せん断抵抗角  $\phi'$ 、④破壊基準、⑤応力・ひずみ曲線の初期接線係数  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$ 、ここに、 $\epsilon_d$  は主ひずみ差、 $x_c = \eta M$ 。ただし、⑤は第2章で考察され、他の定数でおきかえられる。

応力・ひずみ式の誘導の過程で、任意の  $b$  一定状態における  $K_0$  値とポアソン比の理論式を得た。

なお、この章の理論によれば、 $b$  一定試験では  $(\epsilon_2 - \epsilon_3) / (\epsilon_1 - \epsilon_3)$  もまた  $b$  となるべきであるが、第3章に示す実験によれば、破壊応力近くでは粘土のひずみは応力空間内の弾性ポテンシャルに支配され、結果的にひずみの  $b$  は応力の  $b$  より大きくなる。



## 第 2 章 正規圧密粘土の時間効果

目 次	ページ
2・1 初期接線係数.....	51
2・2 応力・ひずみ・時間関係.....	54
2・2・1 クリープ現象.....	54
2・2・2 構成関係の求め方.....	56
2・3 ヤング率の理論値.....	57
2・4 ま と め.....	58

### ま え が き

第 1 章の応力・ひずみ式を用いて与えられた試料の応力・ひずみ関係を予測するには、応力・ひずみ曲線の立上り勾配が既知である必要があった。この章では、立上り勾配を支配する要因を試料固有の性質と、圧密時間やせん断応力の載荷速度などの時間効果の 2 つに分けて検討し、後者については村山・柴田のレオロジー理論（たとえば，Murayama and Shibata ; 1958）の一部を応用する。最後にヤング率の理論値を計算する。

#### 2・1 初期接線係数

Janbu (1963) は、岩から軟い粘土にわたる多くの一次元圧密試験の結果を整理して、つぎの経験式を得た。

$$\left( \frac{d\sigma_1'}{d\epsilon_1} \right) = m\sigma_a \left( \frac{\sigma_1'}{\sigma_a} \right)^{1-a} \quad \text{.....(2・1)}$$

ここに、 $\sigma_1'$  は圧縮方向の応力、 $\epsilon_1$  は圧縮ひずみ、 $\sigma_a$  は次元を合わせるための単位応力（＝ 1 Kg/cm<sup>2</sup>）である。 $m$  は間げき率の関数であって、間げき比が大きくなると減少する。指数  $a$  は粘土では、ほぼゼロである。

一次元圧密では主応力比は一定値 ( $K_0$  値) であるので、式 (2・1) から応力・ひずみ曲線の初期接線係数  $(d\epsilon_1/dx_e)x_e \rightarrow 0$  を導くことはできないが、この係数が間げき比の関数となることを予想させる。そこで第 1 章の計算例で解析した諸実験について求められた  $(d\epsilon_1/dx_e)x_e \rightarrow 0$  を等方圧密終了時の間げき比  $e_1$  に対してプロットすると 図 2・1 が得られる。

プロット のばらつきの 原因を調 べるために、実験条件を表にまとめると 表 2・1 のようであ

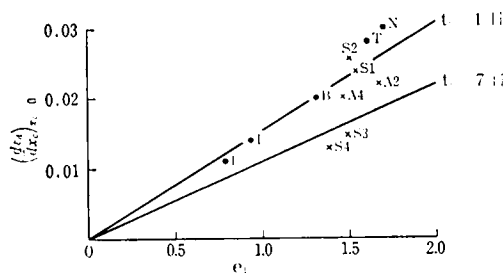


図-2・1 セン断開始時の間き比と  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  の関係

る。ただし、表-2・1の記号は図-2・1のそれと対応している。

いま、簡単のために、つぎの式が成立しているとする。

$$(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0} = \alpha \cdot e_1 \quad \cdots \cdots (2 \cdot 2)$$

表 2・1 を視察すれば、 $\alpha$  は主として最終圧密圧力が作用していた時間（以後、圧密時間  $t_c$  と呼ぶ）の関数であることがわかる。

表 2・1  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  の要因

排水条件	記号	$(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$	$e_1$	$p_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	圧密時間 (日)	せん断1段階の時間 (日)	温度	$\alpha$	備 考
排水	N	0.030	1.70	3.5	0.5	0.25	12 ~ 16°C	0.0176	軽部・苗村 (1973)
	T	0.028	1.61	4	0.25	0.25	20°C	0.0174	軸方向伸長試験、 軽部・玉井 (1974)
	B	0.020	1.31*	1.55	不明	読みとり 1日	20°C	0.0153	長期クリープ試験、 Bishop 氏 (1969)
	I	0.014	0.932	2	3	7	19.5°C	0.0150	伊 藤 (1974)
	L	0.011	0.785	1.42	2	2	不明	0.0140	Stress Probe 試験、 Lewin 氏 (1970)
非排水	A2	0.022	1.67	2	1.25	読みとり 1, 14	73°F	0.0132	クリープ試験 Arulanandan 氏 (1971)
	A4	0.020	1.46	4	1.25	読みとり 1, 14	73°F	0.0137	
排水	S1	0.0239	1.54	3	1	不明	73°F	0.0155	Shen 氏 (1973)
	S2	0.0256	1.50	4	1	不明	73°F	0.0171	
水	S3	0.0147	1.49	3	7	不明	73°F	0.0099	
	S4	0.0129	1.38	4	7	不明	73°F	0.0093	

\* G<sub>1</sub> 2.65 を仮定

そこで  $\alpha$  と圧密時間  $t_c$  の関係をプロットすると図-2・2が得られる。プロットはかなりばらついており、他の要因の存在、とくにせん断応力の載荷速度の影響をうかがわせる。 $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  を支配する多くの要因を平等に評価するには数量化理論を用いればよいが、ここでは簡単のために、表 2・1 に示す試験（せん断応力の載荷速度は1段階当り 0.25 ~ 7 日/1について、 $\alpha$  と  $t_c$  の間

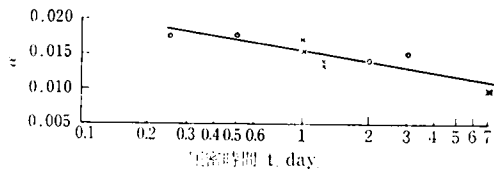


図 2・2 圧密時間と  $\alpha$  の関係

に 図 2・2 中の直線で示した 関係があるものと  
しておくと、したがって

$$\alpha = 0.0155 \cdot 0.005 \log t_e \dots\dots 2\cdot3$$

式 2・3 を式 2・2 に代入すれば

$$(d\epsilon_a/dx_c)_{x_c=0}$$

$$0.0155 \cdot 0.005 \log t_e) \cdot e_1 \quad (2\cdot4)$$

応力・ひずみ関係に及ぼすせん断応力の荷重速度の影響については次節で詳細に検討するが、  
ここで予備的に 載荷時間と式 (2・3) の関係をみておくことにする。 図 2・3 は Bishop and

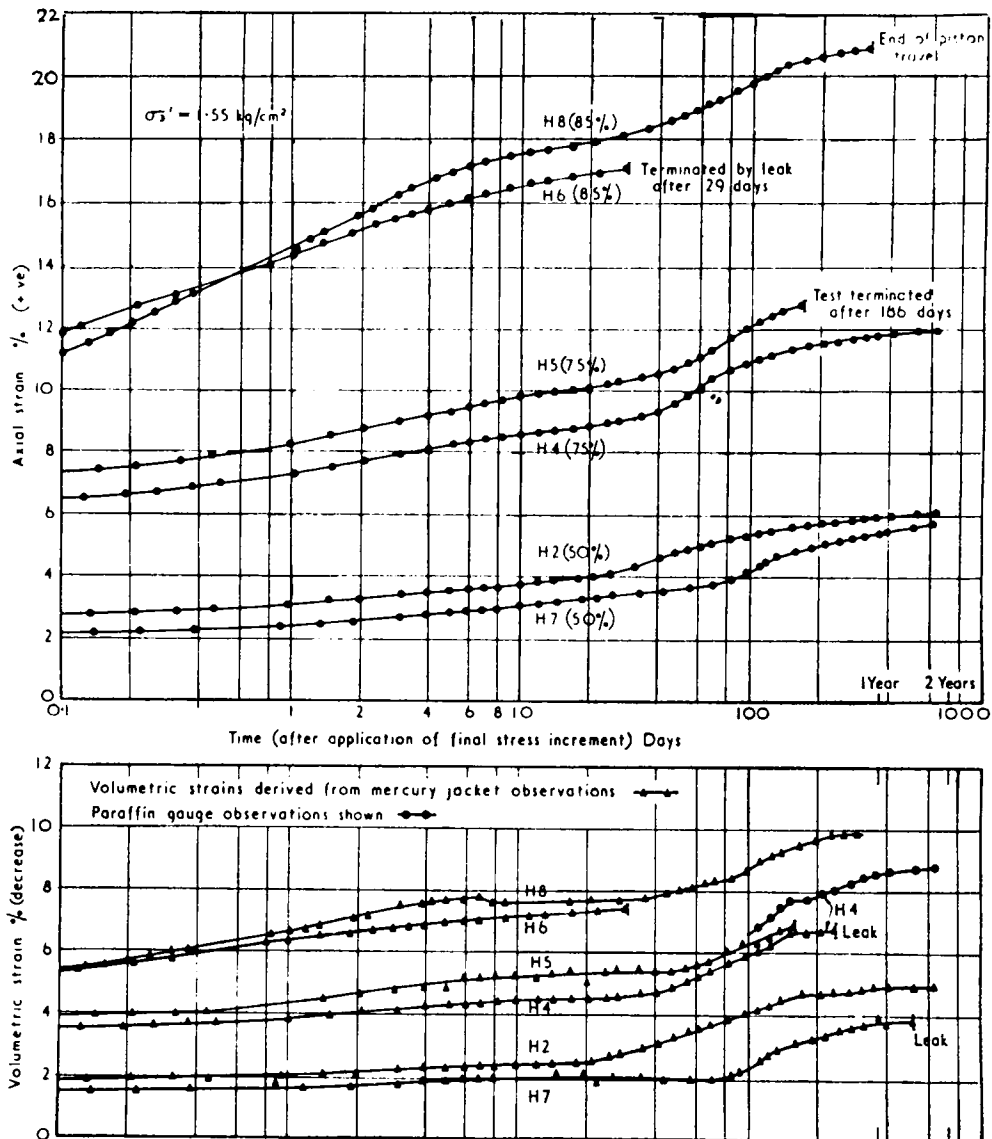


図 2・3 長期排水クリープ試験 (Bishop and Lovenbury ; 1969)

Lovenbury (1969)の長期クリープ試験の結果である。図示されたクリープ曲線のうち、たとえば H5 と H4 を見ると、これらは破壊荷重の75%のクリープ荷重をうけているが、載荷後7日間にかかる軸ひずみのうちの80%は0.25日以内に起こっている。したがって、式(2・3)のもとになった実験結果の載荷1段階当りの時間が0.25日から7日の間に散らばっているとはいえ、そのために式に持ちこまれるばらつきは比較的小さいといえる

## 2・2 応力・ひずみ・時間関係

**2・2・1 クリープ現象** 前節で求められた  $(d\epsilon_d/dx)_x=0$  は、載荷速度が1段階あたり0.25～7日という狭い範囲における実験式であり、クリープ現象の影響は無視されている

しかし、室内試験においては、1段階あたりの時間を1次回密終了時間程度に切りつめることが多く、一方現場では、数ヶ月あるいは数年のオーダーで現象が観測される。したがって、室内試験の結果から現場の状況を予測するには、クリープの影響を無視することはできない。いいかえると、応力・ひずみ式は、せん断時間の項を含まなければならない

ところで、著者の応力・ひずみ式は、たとえば  $b=1$  一定状態ならば、式(1・71a)および式(1・72a)で与えられる。これらの式に含まれている変数や諸定数の時間依存性を検討すると、 $M, M_r, C_r, e_1$  はすべてせん断時間に無関係であるから、もし  $(d\epsilon_d/dx)_x=0$  に時間依存性がないならば、応力状態  $(p, x)$  が与えられると、ひずみは一義的に決定してしまう

$(d\epsilon_d/dx)_x=0$  は、 $x=(\sigma_1-\sigma_3)/(M_r p)$  の変化に対する主ひずみ差  $\epsilon_d = \epsilon_1 - \epsilon_3$  の変化量の比であるから、たとえば段階載荷の排水試験ならば、1段階あたりの時間を長くしてやれば、 $(d\epsilon_d/dx)_x=0$  は大きくなる。そこで、応力・ひずみ関係の時間依存性を全面的に  $(d\epsilon_d/dx)_x=0$  に受けもたせることにする。

応力・ひずみの時間依存性の研究は、従来レオロジー的観点からなされており、なかでも村山・柴田は、せん断応力・せん断ひずみ・時間関係を全面的に解明している(たとえば Murayama and Shibata : 1961)。

その理論によれば、図 2・4・a に示すように、供試体に主応力差  $\sigma$  が作用したときに生じる

軸ひずみを  $\epsilon$  とすると、応力・ひずみ・時間関係は、下限降伏値  $\sigma_0$ 、上限降伏値  $\sigma_u$  で特徴づけられる3つの応力範囲に分けて論ずることができる。すなわち、上の骨格構造を 図 2・4(b) のようなモデルであらわすと

$0 \leq \sigma < \sigma_0$  のとき；時間に無関係に

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_1} \dots \dots \dots (2.5)$$

$\sigma_0 \leq \sigma < \sigma_u$  のとき；クリープが飽和しない範囲で

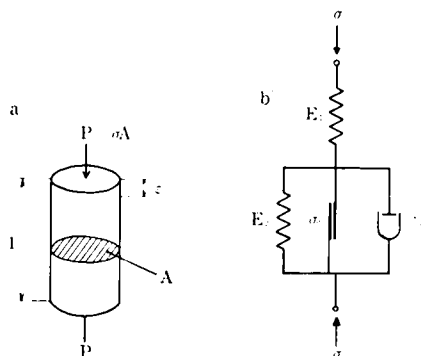


図-2・4 (a) 供試体の主応力差とひずみ  
(b) 村山・柴田のレオロジーモデル

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma - \sigma_0}{E_2} + \frac{\sigma - \sigma_0}{B_2 E_2} \log \left\{ \frac{A_2}{2(1+\nu)} \cdot B_2 \cdot E_2 \cdot t \right\} \quad (2.6)$$

ただし、 $t$  は経過時間であり、

$$t=0 \text{ のとき } (\epsilon)_{t=0} = \frac{\sigma}{E_1} \quad (2.7)$$

$$t \rightarrow \infty \text{ のとき } (\epsilon)_{t \rightarrow \infty} = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma - \sigma_0}{E_2} \quad (2.8)$$

また、 $E_1$ ,  $E_2$ ,  $A_2$ ,  $B_2$  は土の構造と温度によってきまる定数であり、 $\nu$  はポアソン比である。

式(2.5)か式(2.8)を略図で示せば、図 2.5 のようになる。ここで Murayama and Shibata (1958) の実験値から  $\sigma_0$  の大きさを調べると、 $\sigma_0/\sigma_u = 0.07$  程度となり、したがって式(2.6)において、 $\sigma - \sigma_0 \approx \sigma$  とおくことができるから、式(2.6)は、つぎの近似式におきかえられる。

$$\frac{\epsilon}{\sigma} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \frac{1}{B_2 E_2} \log \left\{ \frac{A_2}{2(1+\nu)} \cdot B_2 E_2 \right\} + \frac{1}{B_2 E_2} \log t \quad (2.9)$$

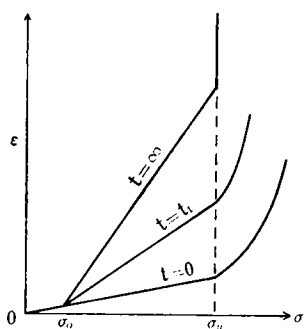


図 2.5 村山・柴田の式(概念図)

上式において、 $\sigma$  が  $\sigma_0$  と  $\sigma_u$  の間にある限り、 $E_1$ ,  $E_2$ ,  $A_2$ ,  $B_2$ ,  $\nu$  が一定であれば、式(2.9)はつぎのように書ける

$$\epsilon = \sigma(a' + b' \log t) \quad (2.9a)$$

ここに  $a'$  および  $b'$  は土の構造と温度によってきまる定数である。式(2.9a)が成立することは、村山・柴田の実験で確認されており、さらにクリーフひずみが長期間にわたって  $\log t$  に対して直線的に増加することは Bishop and

Lovenbury (1969) の実験(図 2.3)でも実証されている

そこで、 $\sigma_0 < \sigma < \sigma_u$  なる 1 つの荷重  $\sigma$  のもとでクリーフ試験をおこない、 $a'$  および  $b'$  を求めておけば、特定の時刻  $t = t_1$  におけるひずみは、

$$\begin{aligned} (\epsilon)_{t=t_1} &= \sigma(a' + b' \log t_1) \\ \therefore (\epsilon)_{t=t_1} &= \frac{a' + b' \log t}{a' + b' \log t_1} (\epsilon)_{t=t_1} \quad (2.10) \end{aligned}$$

ただし、 $(\epsilon)_{t=t_1}$  は、クリーフが飽和しない範囲内の任意の経過時間における軸ひずみである。式(2.10)を用いて著者の応力・ひずみ式に時間をあらわす変数をもちこむ上で注意すべきことは、もともと村山・柴田の理論では平均垂直応力の増加にともなうひずみの増加を考慮していないことである。したがって、式(2.10)で与えられるひずみは、著者の応力・ひずみ式においては、 $dp$  の係数には関係がなく  $dx$  の係数に関係していると思われる。

**2・2・2 構成関係の求め方** 著者の応力・ひずみ式に、式(2・10)を導入して、応力・ひずみ・時間関係を導く手法は結局つぎのようになる。①1個の供試体を適当な等方応力  $p_1$  のもとで圧密する。②破壊応力よりかなり小さい1つの応力比  $\eta$  のもとで、排水クリープ試験をおこなう。このとき、 $p = p_1$  となるように側圧を調節する。クリープ曲線がつぎのように得られる。

$$\epsilon_d = \eta \cdot a' + b' \log t \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 11)$$

ただし、 $\eta_o$ 、 $\eta_u$  をそれぞれ下限および上限降伏値とすると、 $\eta_o < \eta < \eta_u$  である。③式(2・10)より類推して、

$$\left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} = \frac{a' + b' \log t}{a' + b' \log t_1} \cdot \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 12)$$

が成立するから、ある特定の経過時間  $t = t_1$  における  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  が既知ならば、クリープが飽和しない範囲で、式(2・12)により任意経過時間に対する  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  が得られる。したがって、著者の応力・ひずみ式（たとえば式(1・71a)および式(1・72a)）にこの  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  を代入すれば、任意の経過時間のひずみを求めることができる。現在のところ、既知の  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  は、式(2・4)で与えられる。すなわち、式(2・4)に圧密終了後の間ゲキ比、「圧密時間」を代入すると、 $t_1 = 0.25$ 日～7日における  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  が得られる。したがって、式(2・12)から得られる  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  は、

$$\left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} = \frac{a' + b' \log t}{a' + b' \log 0.25} \sim \frac{a' + b' \log t}{a' + b' \log 7} \cdot \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} \quad \dots\dots\dots (2 \cdot 13)$$

という巾を持ったものとなる。この巾は、前節でも展望したように、式(2・4)にせん断時間以外の要因を持ちこむことにより、せん断時間を1つの独立変数にすることができれば解消する。

以上の考察を図解すると、図-2・6のようである。いま  $\eta_o < \eta < \eta_u$  なる特定の  $\eta$  でクリープ試験をおこなうとき、 $t = t_1$  において  $\epsilon = (\epsilon)_1$ 、

$t = t$  において  $\epsilon = (\epsilon)_t$  であるとする、この状態は図-2・6上では  $P_1$  と  $P$  であらわされる。それぞれの経過時間において、クリープ曲線式(2・11)および著者の応力・ひずみ式(1・72a)が、 $P_1$  および  $P$  を通るとすれば、式(2・12)が満されることになるわけである。

したがって、もし式(2・4)が時間的な巾を持たず、特定の  $t = t_1$  に対して定義できることになれば、任意のせん断時間に対する  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c=0}$  は、式(2・4)を式(2・12)に代入して

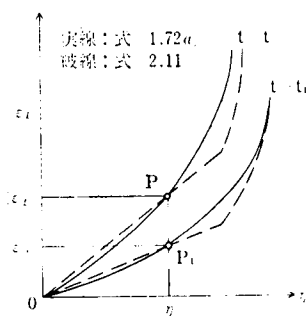


図-2・6 村山・柴田の式との結合(概念図)  
式(1・72a)

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c \rightarrow 0} = e_1(0.0155 - 0.005 \log t_c) \frac{a' + b' \log t}{a' + b' \log t_1} \quad (2 \cdot 13)$$

で与えられることとなる。ただし、前述のように、式(2・4)はさらに多くの要因をとりこむ必要があり、それに応じて式(2・13)も改善される。現在のところは、式(2・13)の  $t_1$  は0.25日～7日であるから、式(2・13)を用いて、計算した特定の  $t = t$  における  $(d\epsilon_d/dx_c)_{x_c \rightarrow 0}$  はある一定の巾を持つことになる。

**2・3 ヤング率の理論値** 本論文ではこれまでヤング率を直接扱わず、

$$\frac{3(1-2\nu)}{E} = K \quad (1 \cdot 5 \text{ bis})$$

とおいていた。  $b = 0$  状態における  $K$  は、

$$(Kp)p_1 = \left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c \rightarrow 0} > 0.8M_c^2 \left\{ \exp \left\{ \int_0^x f(x) dx \right\} \right\} \quad (1 \cdot 43 \text{ bis})$$

であり、荷重1段階あたり0.25日～7日をかけてせん断するときは、

$$\left(\frac{d\epsilon_d}{dx_c}\right)_{x_c \rightarrow 0} = e_1(0.0155 - 0.005 \log t_c) \quad (2 \cdot 4 \text{ bis})$$

式(1・43)に、式(1・5)および式(2・4)を代入し、 $E$ について解けば

$$E = \frac{3(1-2\nu)p_1}{0.8M_c^2 \cdot e_1(0.0155 - 0.005 \log t_c) \cdot \exp \left\{ \int_0^x f(x) dx \right\}} \quad (2 \cdot 14)$$

ただし、 $\nu$  はポアソン比であり、式(1・94)と式(1・6)で与えられる。また、 $f(x)$ は、 $b = 0$  のときは式(1・42)で、 $b \neq 0$  のときは式(1・70a)で与えられる。

異方圧密状態を考えると、 $x$  および  $\nu$  は一定であるから、式(2・14)は

$$E = C_1 \frac{p_1}{e_1(0.0155 - 0.005 \log t_c)} \quad (2 \cdot 15)$$

の形であらわされる。ただし、 $C_1 = 1 / [0.8M_c^2 \cdot \exp \{ \int_0^x f(x) dx \}]$  であり、一定数である。したがって、圧密時間  $t_c$  が一定ならば、 $E$  は圧密圧力  $p_1$  に対して1次以上の増加率を示す( $e_1$  は  $p_1$  が大きくなれば小さくなる)。たとえば1例として、 $t_c = 1$  日、 $p_1 = 1 \text{ Kg/cm}^2$  のとき  $e_1 = (e_1)_1 =$  定数、圧縮指数を  $C_c$  とすれば

$$E = C_1 \cdot \frac{p_1}{0.0155 \{ (e_1)_1 - C_c \log(p_1 - 1 \text{ Kg/cm}^2) \}}$$

つぎに等方圧密供試体を、 $p =$  一定、 $b =$  一定の条件のもとでせん断する場合には式(2・14)より

$$E = C_2 \cdot \frac{3(1-2\nu)}{\exp \{ \int_0^x f(x) dx \}} \quad (2 \cdot 16)$$

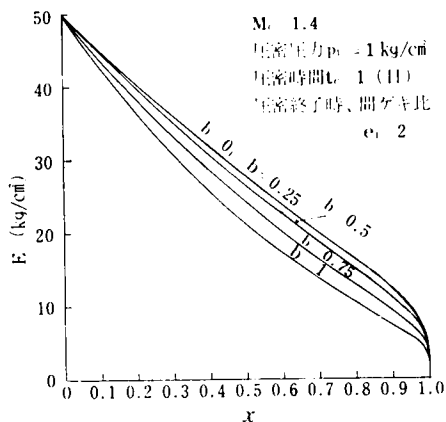


図 2.7 b-一定試験中のEの理論値

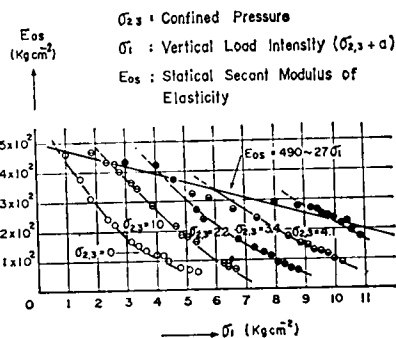


図 2.8 ヤング率の実測値 (畑野・渡辺; 1969)

ただし,  $C_2 = 0.8 \bar{M}_c^2 \cdot e_1^{\frac{p_1}{0.0155 - 0.005 \log t_c}}$

であり, 定数である。1例として等方圧密圧力  $p_1 = 1 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $t_c = 1$  日によって  $e_1 = 2$  となる試料の  $\bar{M}_c$  が1.4であれば, 式(2.16)の値は図2.7のようになる。b=0~0.25の範囲では, Eは事実上xのみの関数となっているが, bが1に近付くとbの影響も受けるようになることがわかる。一方, 1.7で引用した畑野・渡辺(1969)のベントナイトによる実測値は図2.8のようである。

## 2.4 まとめ

応力・ひずみ曲線の初期接線係数  $(de_d/dx_c)x_c$

0 は, せん断応力の载荷速度のほかにも, せん断開始時の間げき比と圧密時間に影響される。载荷速度の影響を定式化するために, 村山・柴田のレオロジー理論を適用した。その結果, 与えられた試料の応力・ひずみ・時間関係を求めるには, ある1つの応力のもとでクリープ試験をする必要があることが明らかになった。

一方, 間げき比と圧密時間の影響について, 第1章の多くの解析例から実験式が求められ

た。したがって, 与えられた試料の応力・ひずみ・時間関係を予測するために必要な諸係数は, 1.8にあげた①~④のほかにも, せん断開始時の間げき比  $e_1$ , 圧密時間  $t_c$  および1個のクリープ試験結果となる。

最後に, ヤング率の理論値が求められ, 適当な応力条件のもとにおける計算例が示されている。



# 第 3 章 正規圧密粘土の力学的挙動に関する実験的研究

ま え が き	60
3・1 軸対称応力条件下の圧密非排水試験	62
〔シリーズⅠ〕	62
Ⅰ-1 試験方法	62
Ⅰ-2 せん断強度	63
Ⅰ-3 主応力差・ひずみ関係	65
Ⅰ-4 間けき水圧とダイラタンシー	65
〔シリーズⅡ〕	67
Ⅱ-1 試料および試験方法	67
Ⅱ-2 せん断強度とダイラタンシー	68
3・2 複合応力条件下の圧密非排水試験	69
3・2・1 試験装置	69
3・2・2 試料および試験方法	70
3・2・3 主応力差・長軸ひずみ関係	70
3・2・4 せん断強度	71
3・2・5 応力径路とダイラタンシー	71
3・3 中間主応力係数一定のクリープ試験	73
3・3・1 試験装置	73
3・3・2 試料および試験方法	73
3・3・3 クリープ曲線	73
3・4 平面変形試験	75
〔シリーズⅠ〕	75
Ⅰ-1 試料および試験方法	75
Ⅰ-2 応力・間けき水圧・ひずみ関係	76
Ⅰ-3 ひずみ増分方向と降伏曲面	78
Ⅰ-4 せん断強度	79
Ⅰ-5 ダイラタンシー	81
〔シリーズⅡ〕	81

Ⅱ-1 試験装置	81
Ⅱ-2 試料および試験方法	82
Ⅱ-3 含水比と最大圧縮応力の関係	83
Ⅱ-4 応力・ひずみ関係	83
Ⅱ-5 せん断強度	84
3.5 軸対称応力条件下の異方圧密試験	85
3.5.1 試料および試験方法	85
3.5.2 試験結果	86
〔試料 A〕	86
〔試料 B〕	88
3.6 Stress-Probe 試験	90
3.6.1 試料および試験方法	90
3.6.2 Stress-Probe の方向とひずみ増分	90
3.6.3 塑性ポテンシャル	91
3.6.4 応力経路の影響	92
3.6.5 間げき比と応力状態	93
3.7 ま と め	94

## ま え が き

第1章では、 $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) = \text{一定}$ という条件のもとにある正規圧密粘土の応力・ひずみ関係式を誘導した。その誘導過程で用いた幾つかの実験事実や実験式は、この章で述べる実験的研究の結果を定式化したものである。したがって、以下に述べる実験そのものは、第1章の理論的研究より以前に、あるいは併行的におこなわれたものであるが、実験結果に対する考察は、第1章であらたに提起されたいくつかの問題や予想を念頭におきつつおこなわれている。

さて、土構造物の応力条件を室内で再現するには、土試料を一般的複合応力状態、すなわち、作用応力が  $\sigma_1' > \sigma_2' > \sigma_3'$  (いいかえれば、 $0 < b < 1$ ) であるような応力条件下で試験する必要がある。このような試験はまた、土の応力・ひずみ関係を研究する上で重要であることは論をまたない。

しかし、一般的複合応力を供試体に一樣に安定した状態で載荷することは容易ではない。一般的複合応力状態における最初の実験は、Kjellman (1936) によって、砂の立方体供試体についておこなわれた。Habib (1953) は、三軸圧縮試験機にねじり装置をつけて、複合応力状態をつくりだした。Kirkpatrick (1957) や Wu (1963) は中空厚肉円筒供試体の内外圧力と、長軸方向応

力を適当に組み合わせる方法を用いたが、この方法では、上述の Habib の方法も含めて、破壊に至るまでの応力・ひずみ関係を解析することは不可能であり、破壊応力だけが適当な仮定のもとに計算できる。

ところで、このような試験の目的の一つは、土の破壊規準を検討することであるが、破壊基準の決定の決め手となるのは、一般的複合応力状態における試験結果より、むしろ軸対称応力条件下 ( $b=0$  あるいは  $b=1$ ) の試験結果である。すなわち、代表的な破壊規準仮説をあげると、

$$\text{Tresca : } \tau_{max} = C_1 = \text{一定} \dots \dots \dots (3.1)$$

$$\text{Von Mises : } (\tau_{oct})_{max} = C_2 = \text{一定} \dots \dots \dots (3.2)$$

$$\text{Mohr-Coulomb : } \tau_{max} = F(\sigma) \dots \dots \dots (3.3)$$

の3つであるが、正規圧密粘土にこれらをあてはめるとすると、せん断強度は明らかに平均有効垂直応力  $p$  に比例的に増加しなければならないから、式(3.1)および式(3.2)の右辺定数項は、 $p$  の関数とならなければならない。したがって、Tresca および Von Mises の規準はつぎのように拡張される必要がある。

拡張された Tresca の規準

$$\tau_{max} = F_1(p) \dots \dots \dots (3.1a)$$

拡張された Von Mises の規準

$$(\tau_{oct})_{max} = F_2(p) \dots \dots \dots (3.2a)$$

いま、一連の三軸圧縮試験 ( $b=0$ ) をおこなって、その結果にもとずいて、式(3.1a)、(3.2a)、(3.3)から予測される破壊面を、主応力  $\sigma_1'$ 、 $\sigma_2'$ 、 $\sigma_3'$  を軸とする直交座標空間に描くと、図-3.1 が得られる。ただし、図-3.1の画面は、空間対角線  $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$  に垂直な平面 (正8面体面) であるので、破壊面の直断面があらわれている。

図-3.1 からわかるように、破壊基準を実験的にたしかめるには、 $b=0$  の試験とともに、式(3.1a)および式(3.2a)と式(3.3)の差が最大となる応力状態、すなわち  $b=1$  (軸対称伸張) の試験をおこなって、この実験値がどちらの式に近いかをまずみておき、その後に細部を検討する意味で一般的複合応力条件の試験を行なえばよいわけである。

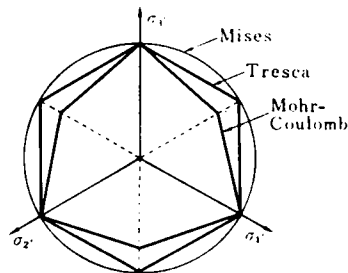


図 3.1 軸対称圧縮試験から計算される破壊面の直断面

Parry (1960) は、粘土の圧縮および伸張試験を排水および非排水条件のもとで、いろいろな応力経路に沿っておこない、両試験の  $\phi'$  がほぼ等しいという結果を得ている。それ以来、現在に至るまで、両試験の実施例はかなりあるが、やはり  $\phi'$  は等しいという結果を得ているものが多い。本章の第1節で述べる試験結果は、圧密圧力が大きくなると伸張状態における  $\phi'$  の方が圧縮状態におけるそれよりも大きくなるというものである。

一般的複合応力状態の試験結果の大勢は、 $0 \sim b \sim 1$  の間の破壊面が Mohr Coulomb の破壊面に外接するというものである。しかし、破壊に至るまでの応力・ひずみ関係を測定した例は少ない。

土構造物がおかれている条件は、上述のように応力条件が先に決まる場合と、変位条件が先に決まり、それに応じて応力条件が定まるという場合がある。後者の代表的なものは、堤体やトンネルのような長大な構造体および、その基礎地盤内にあらわれる平面変形条件である。Cornforth (1964) は、三軸圧縮試験機の圧力室内に設けられた 1 対の平滑な平板で直方体供試体の側面の変位を拘束するという機構の平面変形試験機を用いて砂の試験をおこなった。Henkel and Wade (1966) は、同じ装置で繰り返し粘土の  $\phi'$  を測定し、軸対称応力状態の  $\phi'$  より 8% 大きいという結果を得た。

最近では、平面変形試験が、破壊強度を求めるというよりは、土の応力・ひずみ関係の研究の一環としておこなわれるようになってきている。たとえば、市原・松沢・山田 (1972, Hamby and Roscoe; 1969)

この章の内容は、第 1 節から第 4 節までは、 $b$  をいろいろに変化させた場合の粘性土の力学的挙動の実験的研究である。第 5 節は  $b = 0$  および  $b = 1$  における異方圧密試験の結果であり、第 6 節は、ある応力状態からいろいろの方向に応力の变化を与える、いわゆる Stress Probe 試験の結果を解析している。

### 3.1 軸対称応力条件下の圧密非排水試験

#### 【シリーズ I】\*

1-1 試料および試験方法 試料は、大阪湾積層粘土を含水比 200% 以上の状態で完全に練り返し、大型圧密容器に入れ、 $0.5 \text{ Kg/cm}^2$  の圧力で圧密したものであり、その物理的性質は、 $w_L = 77.5\%$ ,  $w_p = 40.5\%$ , 粘土分 43.5% の「粘土」である。

この試料を高さ 8 cm、直径 3.57 cm の円柱に成形し、スライアル型のロ紙をまいて、三軸試験機の圧力室にセットする。供試体の上面に貼りつける載荷キャップおよびそれに組み合わせるピストンは、伸張試験にも用いられるように、図 3.2 に示す構造とした。すなわちピストンには枝を付けてあって、中空のキャップの上面にはカギ穴状の穴が空いている。伸張試験の場合は、ピストンをキャップに挿入した後 90° 回転させて枝をキャップの上面に引っかけて、引き上げるわけである。

圧力室に  $1 \sim 4 \text{ Kg/cm}^2$  の所定の圧力を加えて約 24 時間圧密した後、 $1 \text{ Kg/cm}^2$  のバックフレッシャーを 1 時間作用させ

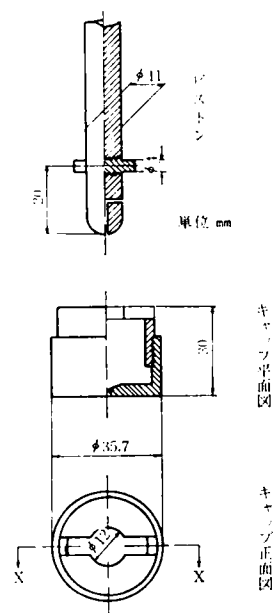


図 3.2 圧縮・伸張試験用のキャップ・ピストン

\*軽部・栗原(1966)をあらたに解析した

な予備試験によれば、この操作で供試体のB値は1となる。圧密後の供試体の含水比は図3・3のようである。せん断は、軸方向ひずみ速度0.02%/minのひずみ制御法で行ない、供試体底面で間引き水压を測定した。せん断中全応力条件は、つきの3種類とした。

$\sigma_v$ 一定試験：圧力室の圧力を一定に保つ試験。圧密圧力は、1, 2, 3, 4 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_v$ 一定試験：軸圧を一定に保つ試験。圧密圧力は、3 Kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_m$ 一定試験： $\sigma_m = p_r = \sigma_v = 2\sigma_v' = 3$ を一定に保つ試験。圧密圧力は、3 Kg/cm<sup>2</sup>

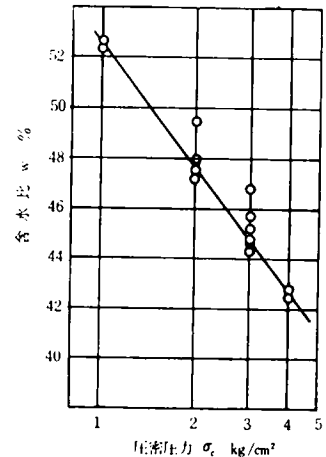


図 3・3 圧密曲線

なお、このシリーズの実験は、Geonor 社のNGI型三軸圧縮試験機を改装して行なわれ、室温は約20°Cであった。

1.2 せん断強度 序章の1で述べたように、粘土の粒子間に作用する力が、土塊の境界面を通じて伝達されている有効応力のみで起因しているとする。その破壊条件は Mohr Coulomb 型となる。また、もし粒子間に内力的な引力が働いておれば、その引力の影響は、図 3・5 a に示すように同じ圧密圧力で圧密された  $b = 0$  および  $b = 1$  の破壊応力円の共通接線と  $\sigma$  軸のなす角を  $\phi^*$ 、切片を  $c^*$  とすると、つきの式が成立する。

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c^* \cos \phi^* + \sin \phi^* \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \quad (3.4)$$

したがって、図 3・4 のように、~~縦~~軸に破壊応力  $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$  をとり、~~横~~軸に  $\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$  をとって、プロットを通る直線を引くとき、縦軸切片値を  $f_1$ 、直線の勾配を  $m_1$  とすれば、つきの関係式が成立する。

$$\sin \phi^* = m_1, \quad c^* = f_1 \sqrt{1 + m_1^2} \quad (3.5)$$

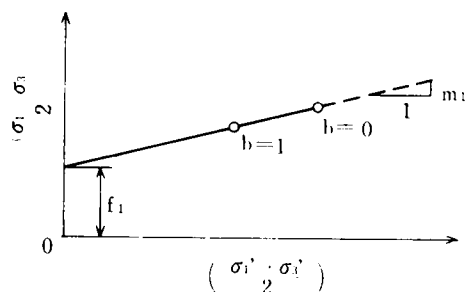


図 3・4 破壊応力表現方式

図 3・5 a は、圧縮状態および伸張状態の破壊応力をあらわしている。すべてのプロットを

ほぼ通る 1 本の曲線を仮定すると、図中の実線のように上に凸の曲線となる。プロットの曲線からのずれを各圧密圧力ごとに見ると、圧密圧力  $p_r = 1 \text{ Kg/cm}^2$  のものは、 $b = 1$  の供試体が、曲線より下方にずれているのに対して、 $p_r = 2 \text{ Kg/cm}^2$  のものはずれがなく、 $p_r = 3 \sim 4 \text{ Kg/cm}^2$  のものは、 $b = 0$  の供試体が曲線より下方に、 $b = 1$  の供試体が上方にそれぞれずれている。ずれの原因が試験機にあるとすれば、このように圧密圧力の大きさによって、ずれの向きが変わること

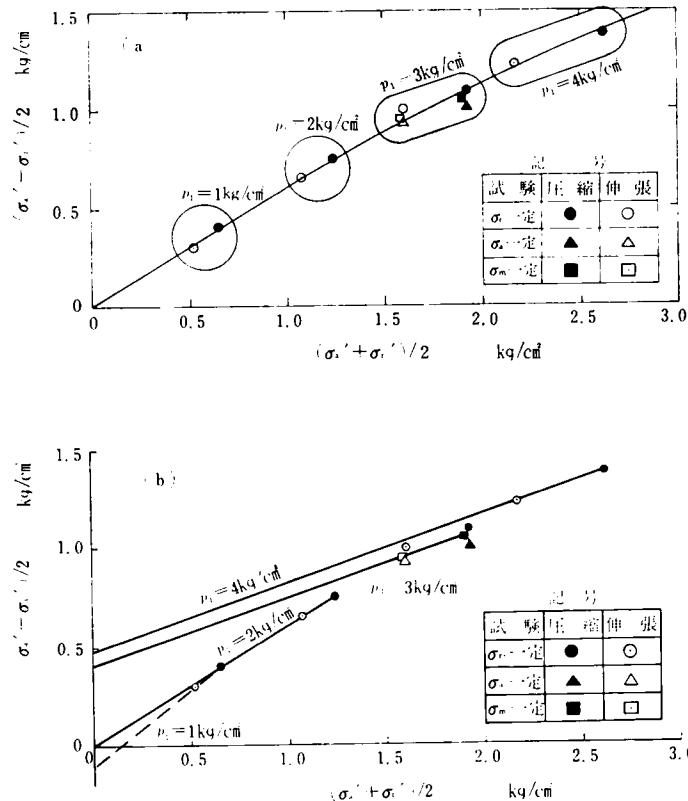


図 3-5 (a) 破壊応力を 1 本の曲線で近似する場合  
(b) 同じ圧密圧力の供試体の破壊応力を結ぶ場合

はない。

図-3-5(b) は、(a) のプロットのうちで同じ圧密圧力のものを結んだものであり、式 (3-4) および図-3-4 に対応している。 $p_1 = 3 \text{ Kg/cm}^2$  および  $4 \text{ Kg/cm}^2$  のものは、縦軸に正の切片を持っている。このように圧密圧力によって切片が変化する現象は、図 (iv) に引用した粒子間距離・粒子間力図でつぎのように説明できる。いま、圧密圧力ごとに粒子間距離の分布の範囲が図-3-6 のように変化すると仮定すると、圧密圧力が  $1 \sim 2 \text{ Kg/cm}^2$  の場合には土塊を構成している土粒子間の力はほとんどが反撥力であり、団粒の形成は少ない。圧密圧力が  $3 \sim 4 \text{ Kg/cm}^2$  になると、一部の粒子間力は引力となり、団粒が形成されるが、土塊全体としてみれば、せん断面は、強い反撥力が働いている団粒と

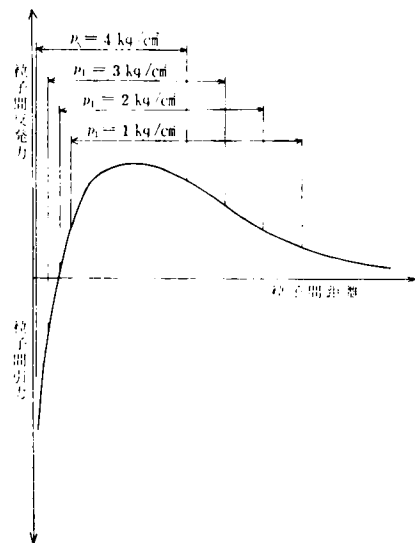
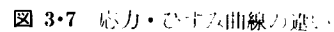


図 3-6 圧密による粒子間力の分布の変化

I-3 主応力差・主ひずみ関係 図-3.7 は、 $p_1=3\text{Kg/cm}^2$  の場合の軸方向ひずみ  $\epsilon_d$  と 45 面上の  $(\tau/\sigma')$  の関係を示している。非排水試験中の主ひずみ差  $\epsilon_d$  は、

$$v = \epsilon_a + 2\epsilon_r = 0$$

であたえられるから、図 3・7 の横軸は、 $b=0$  および  $b=1$  の  $\epsilon_a$  と比例関係にある。ただし、上式において、 $\epsilon_a$  は長軸方向ひずみであり、 $\epsilon_r$  は半径方向ひずみである。したがって、図-3・7 からつぎのことがわかる。①



一方, Mohr-Coulomb の破壊応力条件に従う試料について計算された  $\epsilon_d \sim (\tau/\sigma')$ <sub>45°</sub> 関係は 図-1.21 あるいは 図 1.22 に示すように 図 3.7 と逆の関係にある。

$$\ln\left(\frac{p}{p_1}\right) = -\frac{1}{C_{c'}}(v)dp \quad 0 \dots\dots\dots (3.7)$$

式(3.7)において、非排水せん断試験中の全応力表示の平均垂直応力を $p_T$ 、発生間げき水圧を $\Delta u$ 、初期間げき水圧を $u_1$ とすれば、 $p = p_T - u_1 - \Delta u$ であるから、

· 65 ---

一方、つぎの式であらわす  $d'$  を定義する

$$d' = \frac{\Delta u - \Delta p_T}{p_1} \dots\dots\dots 3.9$$

$d'$  は、非排水試験結果から「ダイラテンシー (dilatancy ; ダイレイタテンシー)」を見積るために導入された指標で、つぎのような考えにもとずいている。①前節で述べたように非排水試験中の有効応力が全応力に影響されないことからみて、発生間引き水圧のうちで、全応力変化による部分は試料の力学的性質に何ら関係しないと思われるから、この分をさし引く。②発生間引き水圧は、圧密圧力  $p_1$  に比例する。したがって、試料固有の力学的性質をみるには、 $p_1$  で割っておく必要がある。

さて、式 3.9 において、 $\Delta p_T = p_T - u_1 = p_1$  であるから、式 3.9 を式 3.8 に代入すると、

$$v \cdot dp = 0 \quad C_e' \ln (1 + d') \dots\dots\dots 3.10$$

$v \cdot dp = 0$  はダイラテンシーであるから、したがって、 $d' = 1$  が大きくなれば、ダイラテンシーは指数的に大きくなることがわかる。非排水試験の結果から  $d'$  を計算するのは容易であるので、以下の解析には、ダイラテンシーの指標として  $d'$  を用いることにする。

図 3.9 は  $p = 3 \text{ Kg/cm}^2$  のもとで等方圧密された供試体を 1 に示したようないろいろな全応力経路のもとでせん断したときの  $d'$  と  $\tau_{oct}/p_1$  の関係をあらわしている。  $b = 0$  のときは図のようにわずかに全応力に影響されるが、 $b = 1$  の場合は事実上、図中の 1 本の太い破線であらわされ、全応力の影響はない。図 3.9 から、つぎのことがわかる。

①  $d'$  はつぎの 2 つの折線に近似できる；

$$\left. \begin{aligned} d' &= 0 && \text{ただし、} \tau_{oct}/p_1 < c \\ d' &= a' \cdot \tau_{oct}/p_1 - c && \text{ただし } \tau_{oct}/p_1 > c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 3.11$$

②式 3.11 によって  $b = 0$  の供試体と  $b = 1$  の供試体を比較すると  $b = 0$  の供試体は、 $a'$  および  $c$  がわずかに小さい。

式 3.11 に対応する理論式は、式 1.71a において  $x_1 = 0$ 、 $dp = 0$  とすればつぎのように求められる。

$$v \cdot dp = 0 \quad \left( \frac{d\epsilon_d}{dx_c} \right)_{x_c=0} = 0.8 M_c^2 \cdot \exp \left( \int_0^t f' x \cdot dx \right) - 1 \dots\dots\dots (3.12)$$

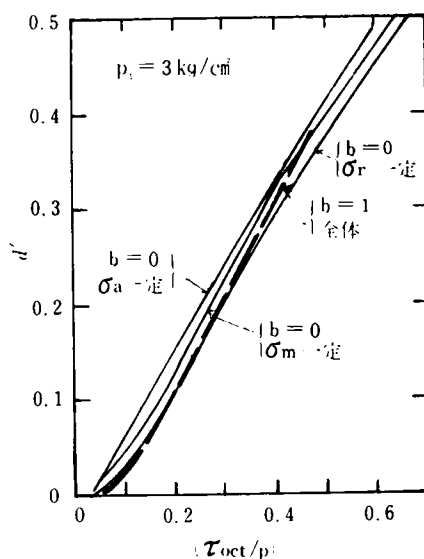


図 3.9 ダイラテンシー指標  $d'$  と  $\tau_{oct}/p_1$  の関係



ただし、 $d\epsilon_a/dx$ 、 $x=0$  は式(2.4)で与えられる定数であり、 $f(x)$  は  $b=0$  のとき式(1.42)、 $b=0$  のとき式(1.70)で与えられる。式(3.11)と式(3.12)を定量的に比較することは、いまのところ、定数  $a'$  および  $c$  が何に支配されているのかわかっていないので不可能であるが、定性的な比較は、式(3.12)をあらわす図(1.23)と、図(3.9)を比較することにより可能である。図(1.23)では、 $(v/dp)_0$  の値は  $\tau_{00}/p$  が大きくなると  $b=1$  の場合の方が大きくなるのに対して、図(3.9)では  $b=1$  の方が勾配  $a'$  はわずかに大きい、 $d'$  の値そのものは大きくはない。一方、図(3.21)に示す一般の複合応力状態の試験結果では、 $d'$  の値は  $b=1$  の場合の方が  $0 < b < 0.6$  の場合に比べてわずかに大きい。また、村山ら(1973)による  $p$  一定試験は、図(3.10)に示すようにむしろ図(1.23)の理論値に近い。

## シリーズII

Ⅱ 1 試料および試験方法 試料は久里浜海成粘土  $w_L=100\%$ 、 $w_P=47\%$ 、 $G_s=2.72$  で、シリーズIと同様に、練り返し、圧密圧力  $0.75\text{Kg/cm}^2$  で再圧密した後円柱形供試体を切り出し、三軸試験機の圧力室にセットした。ただし、試料の気密性を確保するために、図(3.11)に示すように、ゴムスリーブを2枚用い、シーリング用のOリングの上から真ちゅう製のリングで締めつけた。また調圧用の流体は50%のグリセリン水溶液を用いた。予備試験によれば、水密性は完全である。本実験中に、たまたまグリセリン水が供試体に流入したものは、試験後の乾燥重量が異常に大きくなっており、直ちにそれと判明した。せん断に先立つ圧密は、主応力比を  $\sigma_1/\sigma_3=1, 1.25, 1.5, 2$  のいずれかの一定値に保ちながら、圧密圧力を  $p=0.5, 1, 2, 4$  と段階的に増加させた。ただし、 $\sigma_3$  は長軸方向応力、 $\sigma_1$  は側圧。各荷重段階の時間は6時間である。せん断は、 $p$  一定の排水状態および  $\sigma_1$  一定の非排水状態で行なったが、排水試験については、すでに第1章5.2で解析している。非排水試験は、ひずみ速さ  $0.1\%/min$  のひずみ制御式でおこなった。せん断に先立って  $1\text{Kg/cm}^2$  のバックフレッシャーを作用させた。なお使用した試験機は、著者の原案による岡井製作所製三軸圧縮・伸張試験機である。試験中の室温は  $11^\circ\text{C}$

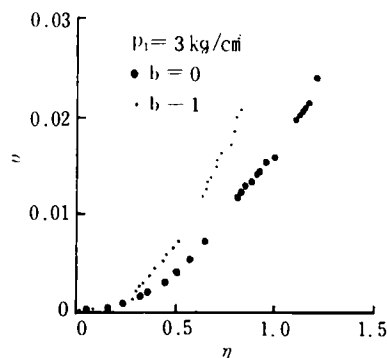


図 3.10 ひずみ制御法による排水試験の結果(村山・松岡・北村：1973)

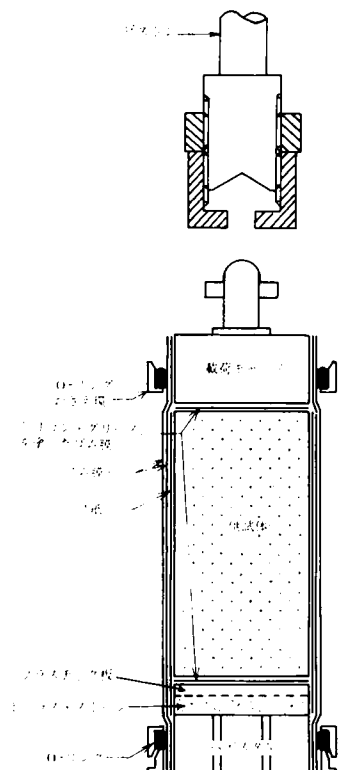


図 3.11 供試体のセットの方法

～23°C と著しい変化を示し、実験結果に影響を及ぼしている。

## Ⅱ-2 セン断強度とダイラタンシー

表-3・1は非排水せん断開始時の有効応力および含水比を示している。図-3・12は、せん断中の有効応力径路を示している。圧縮側（図の上半部）の応力径路はほぼ  $\{(\sigma_a - \sigma_r)/(\sigma_a' + \sigma_r')\}$  が最大値に達してから右上方へ曲がり、体積膨張の傾向を示しているのに対して、伸張側（図の下半部）はそのような傾向を示さない。なお  $(\sigma_a' + \sigma_r')/2 = 1\text{Kg/cm}^2$  から出発している応力径路は先行圧密応力  $p_0 = 6\text{Kg/cm}^2$  を作用させた後  $0.51\text{Kg/cm}^2$  まで膨潤させ、再び  $1\text{Kg/cm}^2$  まで圧密圧力を増加させたものである。

正規圧密試料のせん断抵抗角を粘着力  $c' = 0$  と仮定して求めると、圧縮側 ( $b = 0$ ) で  $\phi' = 33.4^\circ$  ( $\sin \phi' = 0.55$ )、伸張側 ( $b = 1$ ) で  $\phi' = 35.5^\circ$  ( $\sin \phi' = 0.58$ ) となっている。これらのせん断強度を比較する場合、表 3・1にみられる含水比の差を無視することはできない。（この差は、伸張試験が秋期に、圧縮試験が冬期に行なわれたためである。）図-3・13はこれらの含水比のちがいを無視して正規圧密供試体 ( $b = 0$ ,  $b = 1$ ) に対して共通の包絡線を引いたものである。この画面が、近似的に含水比一定平面 ( $\sigma_r$ —一定平面) をあらわしているとすると、Ⅱ-2で考察したように、包絡線の  $\tau$  軸切片は粒子間引力の影響をあらわしている。式 (2・5) を用いて、共通包絡線の強度定数を計算

表-3・1 圧密終了時の状態

b	試験番号	$\sigma_a'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_r'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	w (%)
b = 0	C-1	4.00	4.00	59.19
	C-2	4.18	3.84	60.00
	C-3	4.62	3.69	60.17
	C-0	1	1	(60.00)
b = 1	E-1	4.00	4.00	58.83
	E-2	3.56	4.29	56.08
	E-3	3.00	4.50	58.06

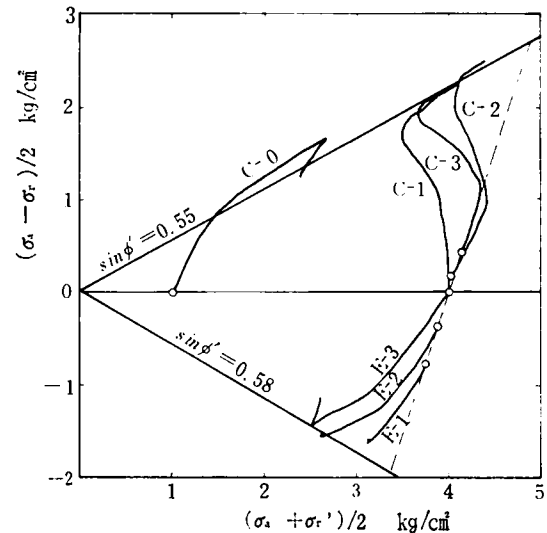


図-3・12 ひずみ制御法による非排水径路

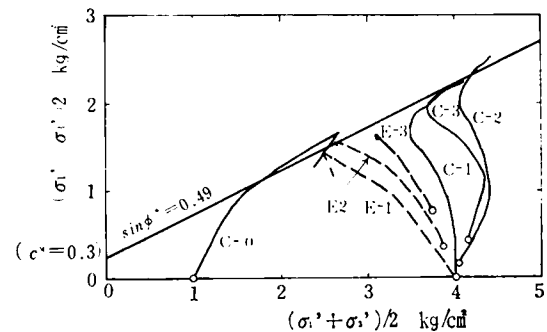


図-3・13 等含水比面上の破壊応力

すると、 $c^* = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sin \phi^* = 0.49$  となる。一方、 $p_0 = 6 \text{ Kg/cm}^2$  の過圧密供試体の応力経路は前述の共通包絡線より上方に抜け出しており、序章で予想したように、Hvorslev の破壊線が正規圧密の等含水比破壊包絡線より上方にあることを実証している。

### 3・2 複合応力条件下の圧密非排水試験\*

3・2・1 試験装置 供試体に、 $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$  なる応力を作用させるには、中間主応力载荷装置が必

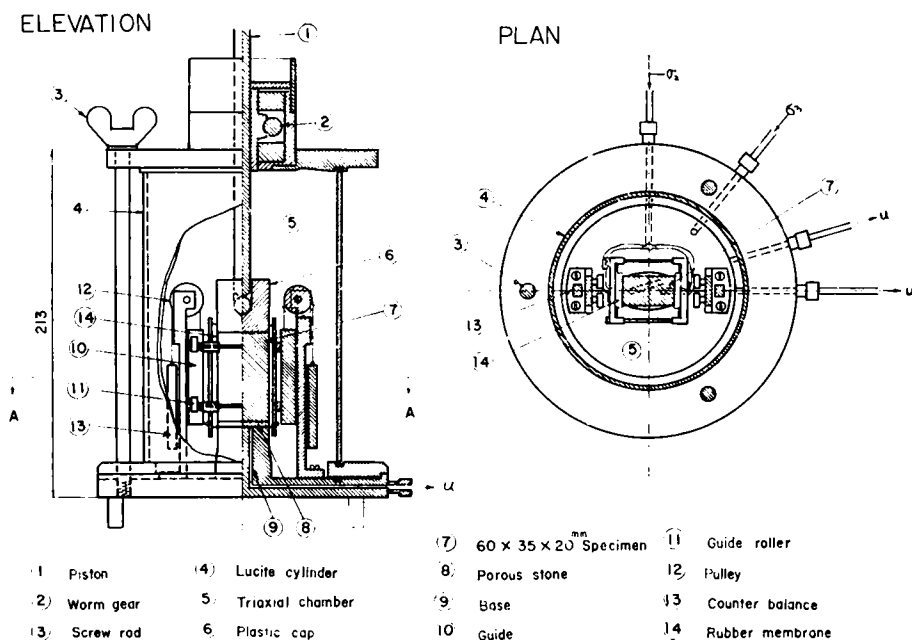


図 3-14 複合応力試験装置

要である。図-3・14 は装置の主要部を示している。供試体は高さ 6 cm、巾 3.5 cm、厚さ 2 cm の直方体であって、通常の三軸試験用の供試体と同様にロ紙がつけられゴムスリーブで水密にされて、圧力室にセットされる。供試体の巾方向をはさむように中間主応力载荷装置が組み立てられる。この装置は、2 枚の金属枚の内側にゴム膜をとりつけ、金属枚とゴム膜の間に水圧を送ることによって、ゴム膜が供試体の巾方向側面を圧する構造になっている。装置の重量が

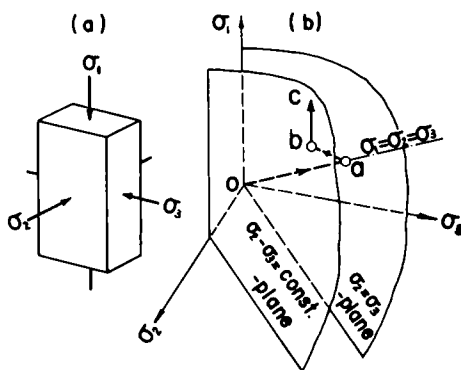


図 3-15 (a) 供試体に作用する応力  
(b) 試験中の応力経路

\*Shibata and Karube (1965)

供試体に作用しないように、装置はカウンターウェイトとフーリーで吊り下げられている。中間主応力載荷装置をセットした後、圧力室の両側部がふさがれる。試験中の供試体の応力状態は、図 3・15 a) に示すように、長軸方向に最大主応力  $\sigma_1$  が圧力室のピストンを通じて作用し、巾方向に中間主応力  $\sigma_2$  が中間主応力載荷装置を通じて作用し、厚さ方向に最小主応力  $\sigma_3$  が圧力室内の液圧によって作用している。

中間主応力載荷装置を用いた場合の主応力の計算は、通常の三軸試験で行なう諸補正のほか、側面摩擦に対する補正（摩擦力をのぞくは、ゴムスリーブにシリコングリースを塗っている）で非常に小さい。中間主応力載荷装置のゴム膜面の巾と、供試体側面の寸法のちがいに對する補正が必要である。

**3・2・2 試料および試験方法** 試料は大阪ちゅう積層粘土を練り返して、圧力  $0.45\text{Kg/cm}^2$  のもとで再圧密したもので、粘土含有量 39%， $w_L$  59%， $w_P$  20%， $C_c$  0.58 である。

試験方法は、図 3・15 b) に示すように、1 等方圧密の後、点 a，2 側用  $\sigma_3$  を一定に保ち、b 1 の状態で所定の  $\sigma_1 - \sigma_2$  に達するまで載荷し、点 b，3  $\sigma_2 - \sigma_3$  を一定値に保ち、なますで  $\sigma_1$  を増加させる（C 方向），という応力経路を用いた。

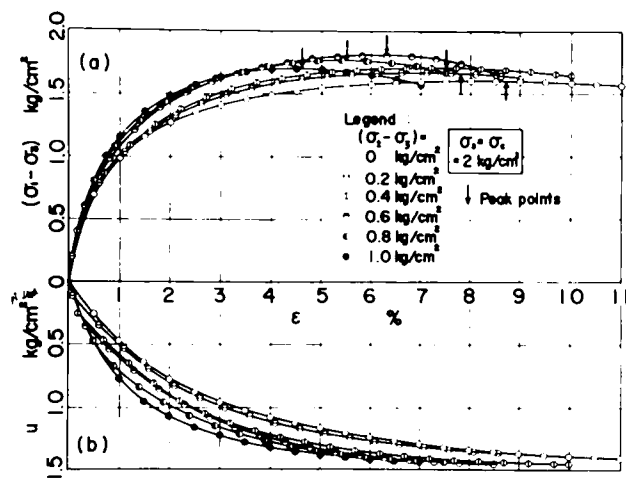


図 3・16 a 長軸方向ひずみと主応力差の関係  
b 長軸方向ひずみと発生間隙水圧の関係

**3・2・3 主応力差・長軸ひずみ関係** 図 3・16 は、圧密圧力  $p_1 = 2\text{Kg/cm}^2$  の供試体の長軸方向ひずみ  $\epsilon$  と、主応力差  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  および発生間隙水圧  $u$  の関係を示している（図中の矢印は  $q$  が最大値となるときの長軸ひずみをあらわしているが、図より明らかにこのひずみは中間主応力差に影響されているので、このときの  $b$  に対してプロットしてみると図 3・17 を得た。図中の破線は、プロットを通り、 $b = 1$  において  $b = 0$  の長軸ひずみの 1/2 に達するように引かれている。ひずみの測定は長軸方向しかできなかったのも、たとえば主ひずみ差などは計算できないが、図 3・17 のプロットがあまり圧密圧力の影響を受けていないことからみて、主ひずみ差なども  $b$

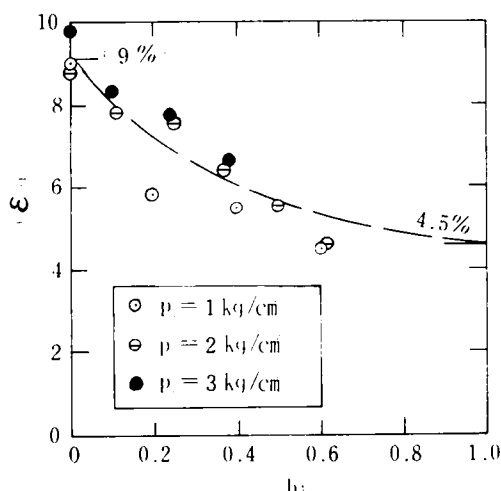


図 3-17  $b$  と破壊応力の関係

の関数であろうと予想される

**3-2-4 せん断強度** 図 3-18 は、各供試体の破壊応力を  $\tau_{max}$ 、 $p$  の最大点で定義して、 $\sigma_1' = \sigma_3' / 2 + \sigma_1 - \sigma_3$ 、 $\sigma_3' / 2$  の関係にプロットしたものである。破壊応力と  $b$  の関係を明らかにするために、図 3-1 に示した主応力空間内の 8 面体面は、 $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3' = c' \cot \phi'$ 、 $0.03 \text{ Kg/cm}^2$  を投影の中心として破壊応力を投影すると図 3-19 が得られる。プロットを通る曲線を図

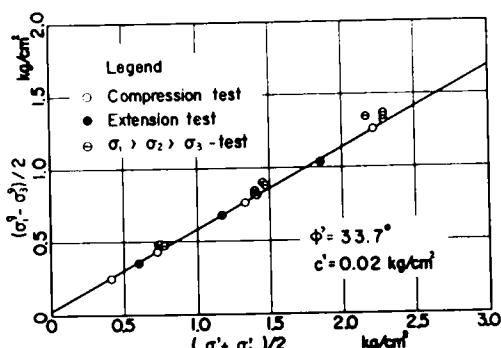


図 3-18  $\tau_{max}$ 、 $p$  の最大点での主応力関係

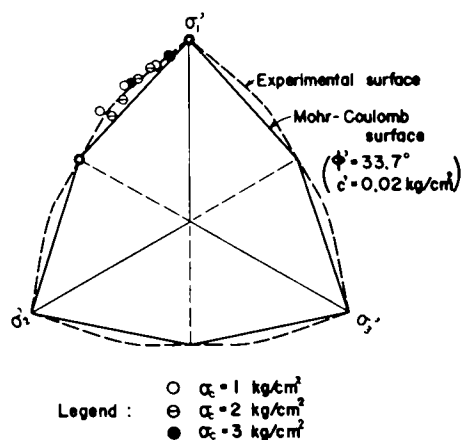


図 3-19 実験に得た破壊面の断面

中の破線のように仮定すると、この試料の破壊面は Mohr-Coulomb の破壊面、 $b = 0$  および  $b = 1$  の線上で外接するスイ面となる。

**3-2-5 応力径路とダイラタンシー** 3-2 で述べたように、試験中の応力径路は、まず  $b = 1$  の応力面内を動き、ひきつづいて  $\sigma_2 - \sigma_3$  一定という平面内を破壊に至るまで移動する。したがって  $\sigma_2 - \sigma_3$  一定の平面は、 $b = 0$  に対応する Rendulic の応力面、 $\sigma_2 - \sigma_3 = 0$  に平行である。

図 3-20 は、各供試体の応力径路を Rendulic の応力面に投影したものである。一伸張試験の経路は、 $b = 1$  の平面を  $\sigma_1' - \sigma_2' - \sigma_3'$  線のまわりに回転して示してある。図中の破線は、 $\sigma_2 - \sigma_3$  一定の平面と、 $b = 0$  および  $b = 1$  の破壊応力から求めた Mohr-Coulomb の破壊面の交線を Rendulic の面に投影したものである。これらの応力径路は、主応力空間内で各圧密圧力に相当する含水比ごとに等含水比面を形成しているが、その形を検討するために式 3-9 で定義されているダイラタンシー指標  $d'$  を  $\tau_{max}$ 、 $p$  に対してプロットすると図 3-21 のように  $b = 0 \sim 0.6$  のものは事実上 1 本の曲線上に集中し、 $b = 1$  のものは別の曲線を形成する。すなわち、式 3-11 において、 $b = 1$  のとき係数  $a'$  は最大となることとなる。

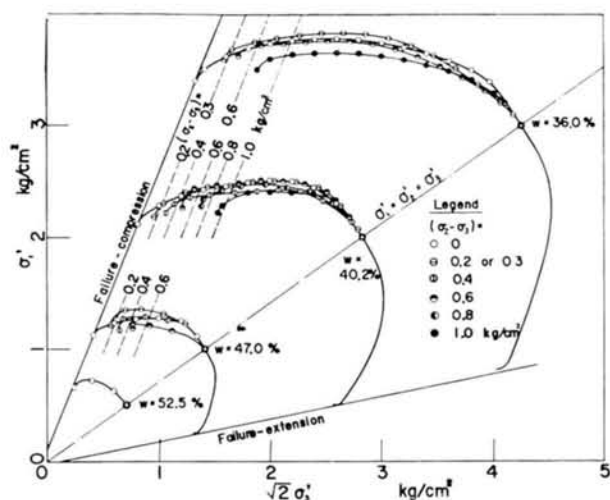


図-3・20 Rendulic の応力面に投影した応力径路

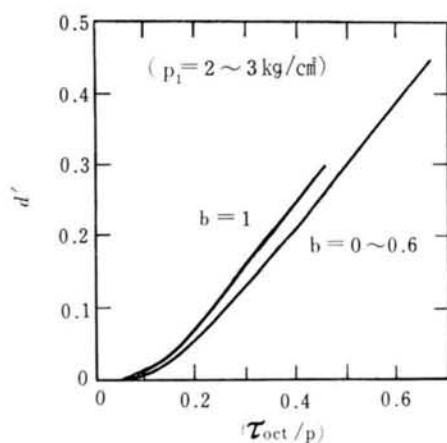


図-3・21 b とダイラタンスー指標  $d'$  の関係

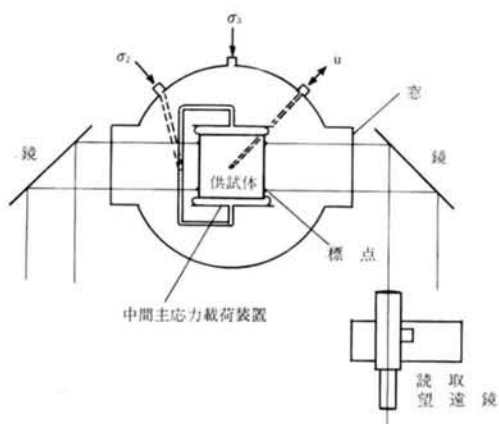


図-3・22 標点の観測方法

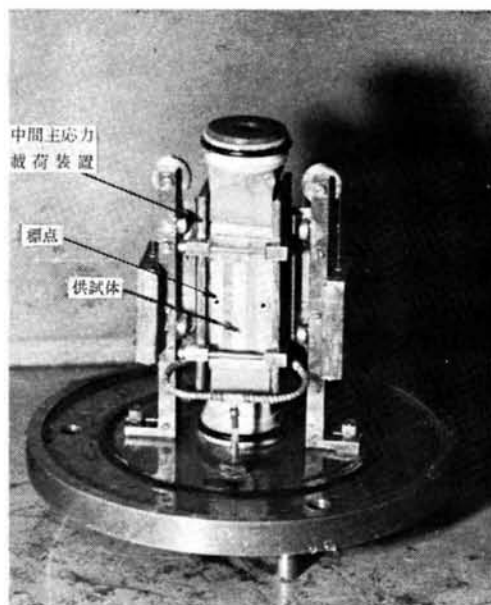


写真-3・1 中間主応力載荷装置

### 3.3 中間主応力係数一定のクリープ試験\*

**3.3.1 試験装置** 3.2で使用した装置(図-3.14)を改良して用いた。供試体の寸法は高さ7cm、断面が2.8cm×2.8cmの4角柱である。改良点は、中間主応力方向の変位の測定を可能にした点である。その方法は、写真-3.1に示すように、供試体を包むゴムスリーブにマジックインクで標点をつけ、図-3.22に示すように読取望遠鏡でこの変位を観測するのである。観測が正確に行なえるように、供試体を収納している圧力円筒に2個の窓を付け、平面ガラス板をはめこんだ。変位の測定精度はゲージレングス約20mmに対して3/100mm程度であった。

#### 3.3.2 試料および試験方法

大阪ちゅう積層粘土を含水比200%以上で練り返し、大型圧密容器の圧力0.5Kg/cm<sup>2</sup>で圧密して試料とした。物理的性質は、粘土分30%、 $w_L=64.4\%$ 、 $w_P=27.4\%$ である。試料から所定の寸法に供試体を切り出し、4側面にロ紙をつけ、ポーラスストーンの上におく。ポーラスストーンは、中央の直径約5mmの円形部分以外はうすいアルルダイト層で被われており、その上面にシリコングリースが塗られているための摩擦が少ない状態になっている。供試体からの排水は、ポーラスストーンの中央部およびポーラスストーンの側面まで延びているペーパードレンを通じて行なわれる。ゴムスリーブをかぶせた後、マジックインクで側面に標点をつけ、写真3.1に示すように中間主応力載荷装置を組み立てて

(ただし、この写真は試験後のものである)窓付き円筒をかぶせ2Kg/cm<sup>2</sup>の等方圧力のもとで24時間圧密させる。1Kg/cm<sup>2</sup>のバックプレッシャーを1時間以上作用させた後、非排水状態にして、表3.2に示す応力条件のもとでクリープ試験をおこなう。表中で、矢印がつけられている部分は、クリープ試験の途中で応力を変化させたことを示している。

**3.3.3 クリープ曲線** 図-3.23(a)~(d)はクリープ中の時間・主ひずみ $\epsilon_1$ ・主ひずみ $\epsilon_2$ ・発生間げき水圧 $\Delta u$ の関係を示している。図からわかるように、No.7を除いて、 $\Delta u$ は時間の経過

表 3.2 試 験 条 件

試 験 名 (No.)	( $\sigma_1$ $\sigma_3$ ) kg/cm <sup>2</sup>	( $\sigma_2$ $\sigma_3$ ) kg/cm <sup>2</sup>	b
1	0.978	0	0
2	1.304	0	0
3	1.074	0.197	0.184
4	1.413	0.260	0.184
5	1.204	0.490	0.406
6	1.243	0.650	0.522
	1.435	0.750	0.523
	1.725	0.900	0.522
7	1.300	0.782	0.601
8	0.853	0.600	0.704
	1.200	0.700	0.583

とともに時間の対数に対して増加率を減じるが、 $\epsilon_1$ および $\epsilon_2$ は逆に加速する。ただし、No.5(図-3.23(c))の $\epsilon_2$ はほとんど変化せず、応力が平面変形条件に近いことを示している。

式(1.16)によれば、非排水試験中に  $b=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$  が一定であれば、ひずみについても

$$(\epsilon_2-\epsilon_3)/(\epsilon_1-\epsilon_3)=b \quad \dots\dots\dots(1.61 \text{ bis})$$

\*Shibata and Karube (1967)および軽部・原田(1967)

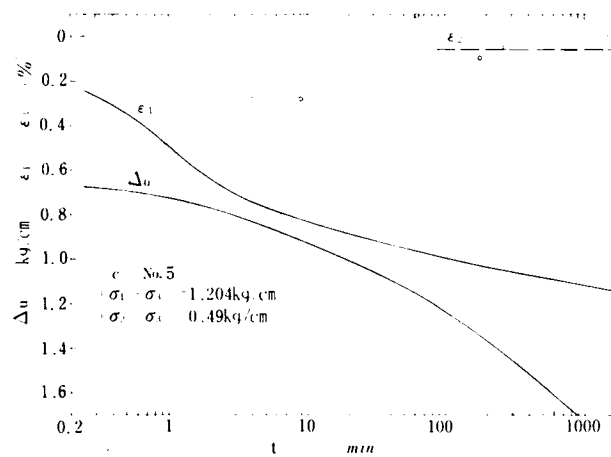
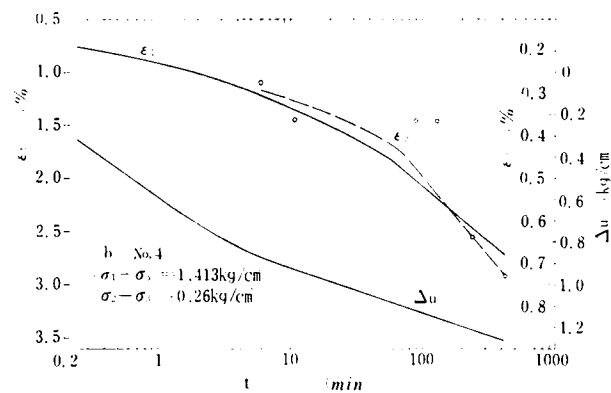
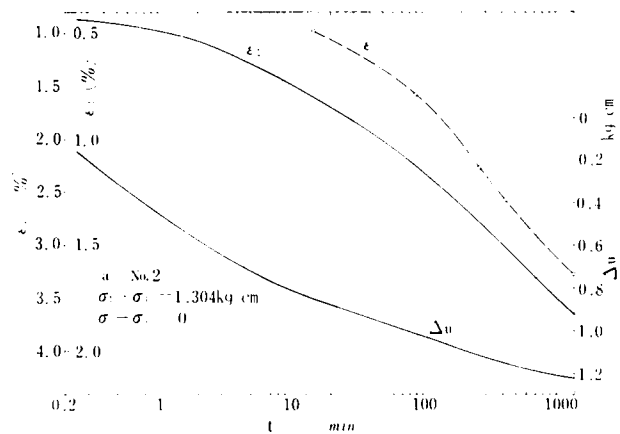


図 3.23 クローフ試験中の主ひずみと間けき水圧



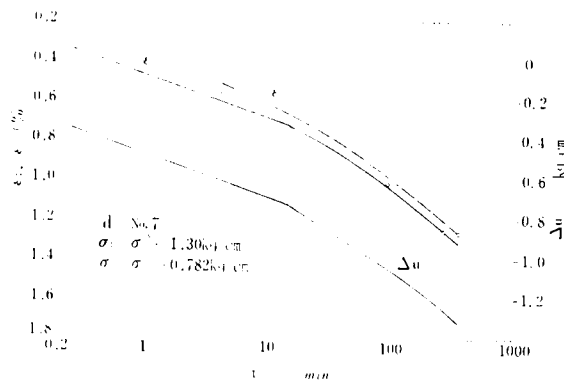


図 3-23 クリーフ試験中の主ひずみと間けき水圧

が成立する。ただし、 $\epsilon_1$ 、 $\epsilon_2$ 、 $\epsilon_3$  はそれぞれ最大、中間、最小主応力、 $\sigma_1'$ 、 $\sigma_2'$ 、 $\sigma_3'$  の方向のひずみである。図 3-24 は、クリーフ試験の最終ひずみ（8～24時間値）を用いて式(1-61)の左辺を計算し、応力の  $b$  値に対してプロットしたものである。式(1-16)が成立しておれば、図中の45°線にのるはずであるが、実測値は理論値をこえている。その原因が実験技術に求められるならば、それは  $\epsilon_2$  の測定位置が、供試体の中央高さであって、最大の  $\epsilon_2$  が測定されているのに対して、 $\epsilon_1$  が供試体全高の平均値であるためであろう。他の原因については、次節 1-3 でまとめて考察する。

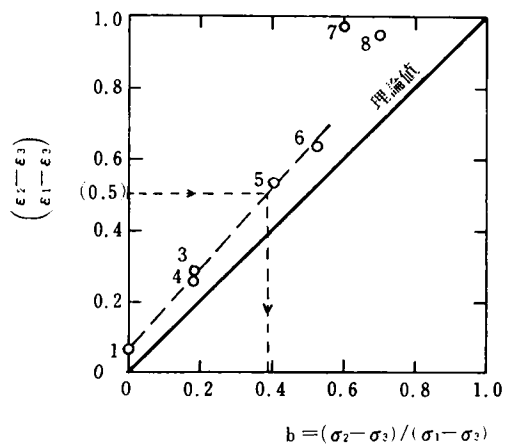


図 3-24  $b$  一定クリーフ試験による主ひずみ差

### 3-4 平面変形試験

〔シリーズ〕\*:

1-1 試料および試験方法 試料および試験装置は前節(3-3)と同一である。試験方法は、すべて圧密非排水試験であって、各供試体の圧密条件およびせん断中の変形（あるいは応力）条件は表-3-3に示されている。表中で、圧密条件の欄に  $K_1$  圧密とあるのは、等方圧密を示し、 $K_0$  圧密とあるのは、長軸方向の応力をつねに一定値に保ちながら  $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$  を調節してつねに側方変位が起こらないようにする圧密をあらわしている。なお試験名の命名方法は、第1文字は圧密の種類、第2文字は圧密中の最大主応力 ( $\text{Kg/cm}^2$ )、第3文字として P を付したものは平面変形条件でせん断したことを示している。

\*軽部・原田(1967)

表-3-3 試験条件

試験名	圧密条件	せん断条件
K <sub>1</sub> 1P	K <sub>1</sub> 圧密 $\sigma_c$ 1kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_2$ 0
K <sub>1</sub> 2P	K <sub>1</sub> 圧密 $\sigma_c$ 2kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_2$ 0
K <sub>1</sub> 2(0.4)	K <sub>1</sub> 圧密 $\sigma_c$ 2kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_1$ 3.5%まで ( $\sigma_2$ $\sigma_3$ ) 0.4( $\sigma_1$ $\sigma_3$ )
K <sub>0</sub> 2PA	K <sub>0</sub> 圧密 $\sigma_{1c}$ 2, $\sigma_{3c}$ 1kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_2$ 0
K <sub>0</sub> 2PB	K <sub>0</sub> 圧密 $\sigma_{1c}$ 2, $\sigma_{3c}$ 0.9kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_2$ 0
K <sub>1</sub> 1	K <sub>1</sub> 圧密 $\sigma_c$ 1kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ $\sigma_2$ $\sigma_3$
K <sub>1</sub> 2	K <sub>1</sub> 圧密 $\sigma_c$ 2kg/cm <sup>2</sup>	上に同じ
K <sub>1</sub> 3	K <sub>1</sub> 圧密 $\sigma_c$ 3kg/cm <sup>2</sup>	上に同じ
K <sub>0</sub> 1	K <sub>0</sub> 圧密 $\sigma_{1c}$ 1, $\sigma_{3c}$ 0.5kg/cm <sup>2</sup>	上に同じ
K <sub>0</sub> 2	K <sub>0</sub> 圧密 $\sigma_{1c}$ 2, $\sigma_{3c}$ 1kg/cm <sup>2</sup>	上に同じ

せん断は、最小主応力  $\sigma_3$  を圧密終了時の状態に保ち、長軸方向の圧縮速度が0.024% min のひずみ制御法でおこなった。平面変形試験では、 $\sigma_2$   $\sigma_3$  の状態でせん断を開始し、たえず標点間の距離を測定して側方向の変化が起これば直ちに中間主応力・荷重装置の圧力を変えて是正するように努めたが、距離の測定精度が良くないために、かなり ( $\pm 0.1 \sim 0.2\%$ ) のひずみを起してから  $\sigma_2$  を調節する傾向があった。このため、K<sub>1</sub> 1Pでは、それまでの試験結果にもとずき、せん断開始時から  $b = 0.4$  を保つように  $\sigma_2$  を調節したところ、 $\epsilon_1 = 1.2\%$  に達したとき側方圧縮が始まったので、直ちに  $\sigma_2$  の増加をとりやめた。また、試験名 K<sub>1</sub> (0.4) も、せん断開始時から  $b = 0.4$  を保たせたが、 $\epsilon_1 = 0.5\%$  以後に側方圧縮が始まったので、 $\epsilon_1 = 3.5\%$  から後は  $\sigma_2$  を一定値とした。

1-2 応力・間けき水圧・ひずみ関係 図-3-25(a)～(e)は、試験中の長軸方向ひずみ  $\epsilon_1$  に対する主応力差( $\sigma_1 - \sigma_3$ )、( $\sigma_2 - \sigma_3$ )および発生間けき水圧  $\Delta u$  の例である。式(1-61)によれば非排水試験中の  $b$  が一定ならば、主ひずみ差の比 ( $\epsilon_2 - \epsilon_3$ ) ( $\epsilon_1 - \epsilon_3$ ) もまた  $b$  に等しい。したがって、等方圧密の後  $\epsilon_2 = 0$  の条件でせん断された K<sub>1</sub> 1P および K<sub>1</sub> 2P では、応力状態は  $b = 0.5$  を保つはずである。しかし、実験値は、せん断開始時の  $b$  は 0.35～0.40であり、破壊時には0.30～0.31であった。また、 $b = 0.4$  を保たせた K<sub>1</sub> 2(0.4)では弾性理論上は側方膨張を起こすべきものが圧縮をひき起こした。この後者の実験事実は重要

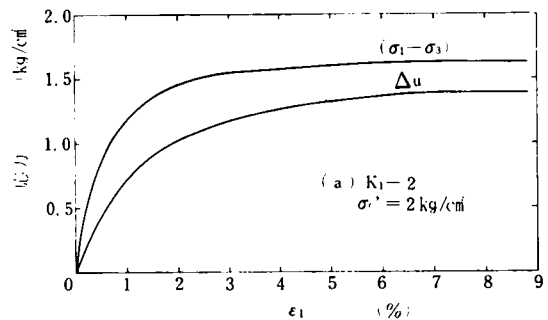


図 3-25 応力・間けき水圧・ひずみ関係

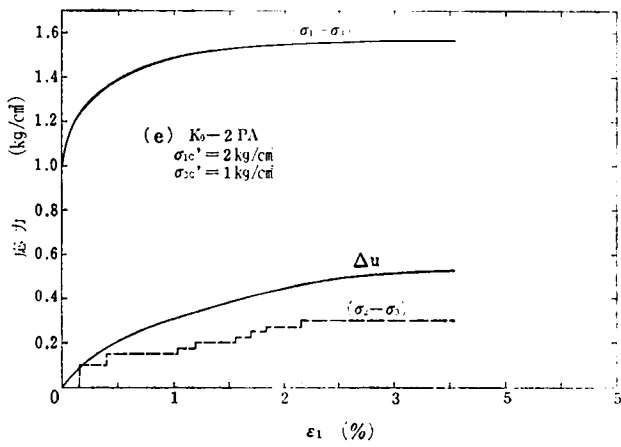
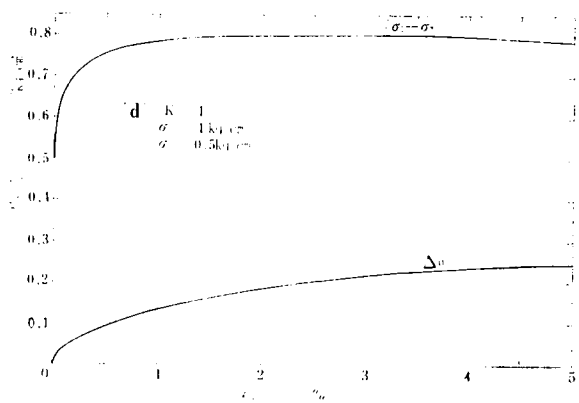
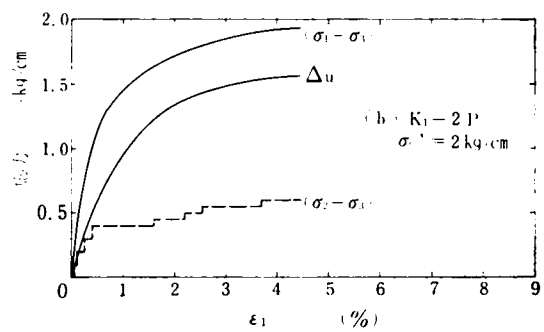
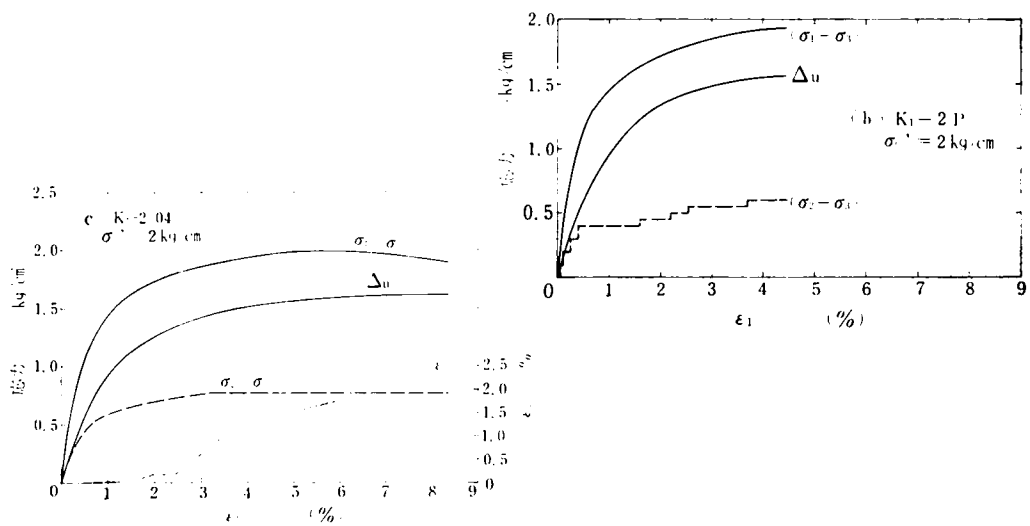


図-3-25 応力・間き水圧・ひずみ関係

である。なぜならば、もし理論値と実験値の差が前節で述べたようにひずみ測定技術の問題に起因するならば、 $b$ 一定せん断中に、ある主応力差を境として $\epsilon_2$ が0から圧縮へと変化するとは考えられないからである。なお、 $K_0$ -状態から平面変形状態でせん断した供試体( $K_0$ -2PA,  $K_0$ -2PB)では、破壊時の $b$ は、0.20および0.30であった Henkel and Wade (1966) は  $b = 0.32$  を得ている

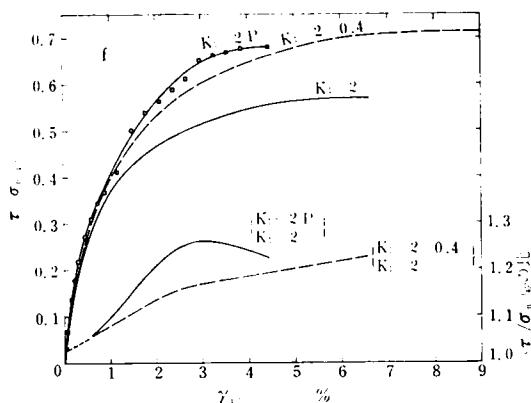


図 3-25 応力・ひずみ関係

1-3 ひずみ増分方向と降伏面 Yong and McKyes (1971) は、 $b$ 一定状態の圧密非排水試験をおこない、試験中のひずみ増分の方向を求めた。図 3-26 はひずみ増分方向を 8 面体面に投影したものである。8 面体面に投影された $b$ 一定試験の応力経路は、図 1-17 に示すように座標原点を通る直線であらわされるが、図 3-26(a) によれば、このような  $b$ 一定試験中のひずみ増分ベクトルの方向は、ある $(\tau, \sigma, p)$ を境として明らかに変化する。彼らは、非排水せん断中のひずみはすべて塑性ひずみであると仮定しているので、せん断初期にみられる放射状のひずみ増分範囲を等方的な塑性領域と見なしている。しかし、見方を変えれば、この領域は応力増分方向とひずみ増分方向が一致しているので、この図からみる限りでは弾性領域と見なすこともまた可能である。塑性領域かどうかは、 $b$ 一定条件ではなく、 $b$ を作為的に変化させてみて、これに伴ってひずみ増分の方向が変化するかどうかをみる必要がある。第 6 節で述べる Strees Probe 試験では、 $\eta = 0.43$ の点では弾性ひずみが認められ(図 3-50),同様の結果を Lewin and Burland (1970)も得ている。

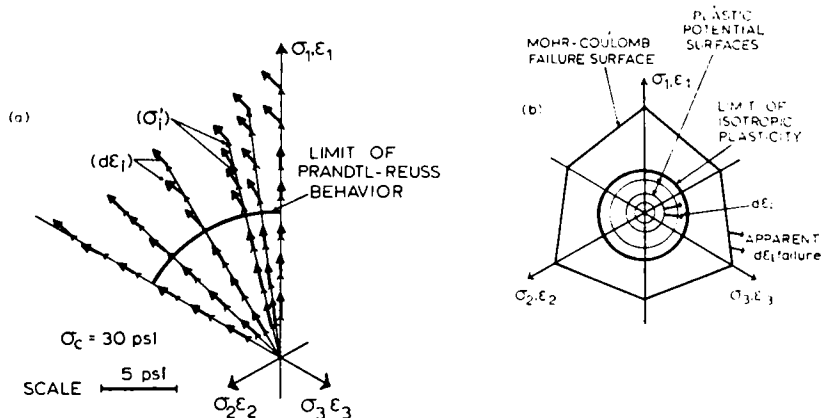


図 3-26 (a) $b$ 一定試験によるひずみ増分方向と (b) それにちづく降伏曲面 (Yong and McKyes; 1971)

せん断初期の問題はともかくとして、図 3・26 (a) のひずみ増分方向はせん断終期には  $b$  にかかわらず一定の方向を向くので、それらに対する垂線を引くと、図 3・26 (b) のような Mohr Coulomb 型の降伏面が得られる。著者らの実験結果から、降伏面を求めるためには、弾性成分の推定をおこなう必要があり、また使用した試験方法、ひずみ制御法そのものがたえず応力およびひずみの速度をもって平衡状態からはずれていることもあって、得られる降伏面の精度に問題を含むことになる。そのために、解析は定性的にならざるを得ないが、前節のクリープ試験の結果も含めて実験結果をあけると、①  $b$  一定のクリープ試験結果は、式 (1・61) から予想されるより  $\epsilon_2$  が大きくなる。この偏差は  $b$  が大きいほどはなほだし、②  $b = 0.4$  のひずみ制御式せん断試験では、 $\epsilon_2$  方向に圧縮がおこる、③  $\epsilon_2 = 0$  で破壊した供試体の  $b$  は約 0.3 である。図 3・27 (a) は、式 (1・61) をあらわしており、降伏面の断面は円となる。図 2・27 (b) の矢印は上記①～③のひずみ増分方向をあらわしている。もし、実験値に *normality* が成立するならば、降伏面は Mohr Coulomb の破壊面に外接する曲面となることがわかる。

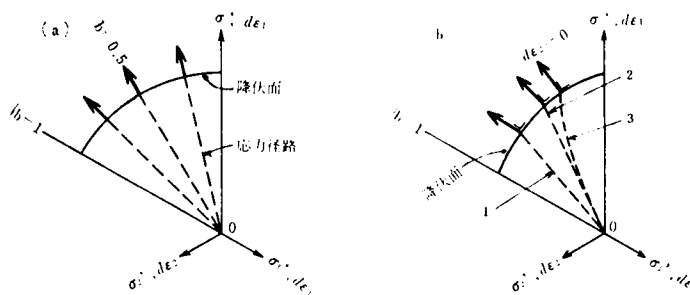


図 3・27 (a) 式 (1・61) によるひずみ増分方向 (太矢印)、(b) ひずみ増分方向の実験値 (略図)

1 4 せん断強度 図 3・28 a・b は、せん断中の応力経路をあらわしている。(a) は  $\sigma_2'$  方向に平行で  $\sigma_1'$  に対して  $45^\circ$  の傾きを持つ平面上のせん断応力と垂直応力がせん断の進行にともなって推移する様子をあらわしている。図中の実線は、軸対称圧縮試験に対して描かれた破壊包絡線であるが、平面変形試験の応力経路はすべてこの線より上方まで延びており、Mohr Coulomb の破壊応力条件より 9～20% 大きい強度を持つことが示されている。図 3・28 (b) は、8 面体面上の応力経路を示しており、図中の実線はやはり軸対称圧縮試験の破壊包絡線である。平面変形試験の応力経路は包絡線まで届かず、Von Mises の規準より約 7% 小さい強度を示す。図 3・29 は、軸対称圧縮試験  $K_1=1$  および  $K_1=2$  が Mohr Coulomb あるいは Von Mises の破壊規準に従うと考えると、これらの破壊応力点で図 3・28 (a) の破壊包絡線に接線を引き、接線が等方応力軸と交る点を投影の原点として、各供試体の応力経路を 8 面体平面に投影したものである。ただし、図の繁雑さをさけるために  $K_1=1$  および  $K_1=1P$  の経路は図の右半に描かれている。図より、平面変形試験の結果が Mohr Coulomb と Von Mises の中間の強度を与えることが一層明確に示されている。

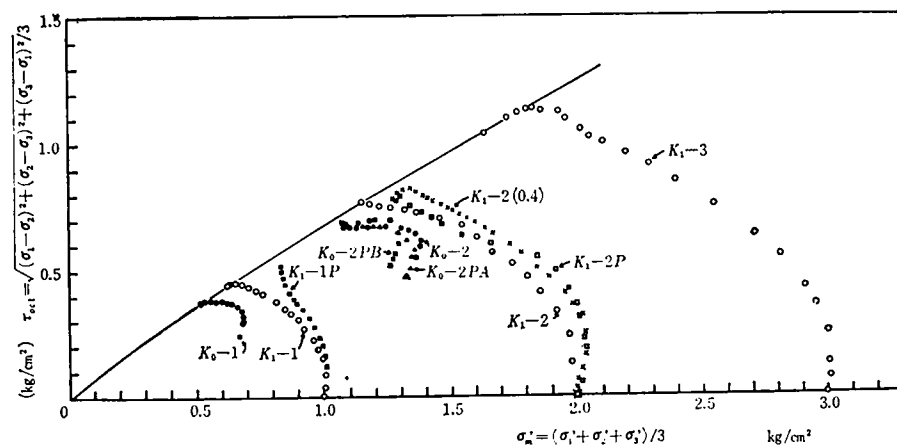
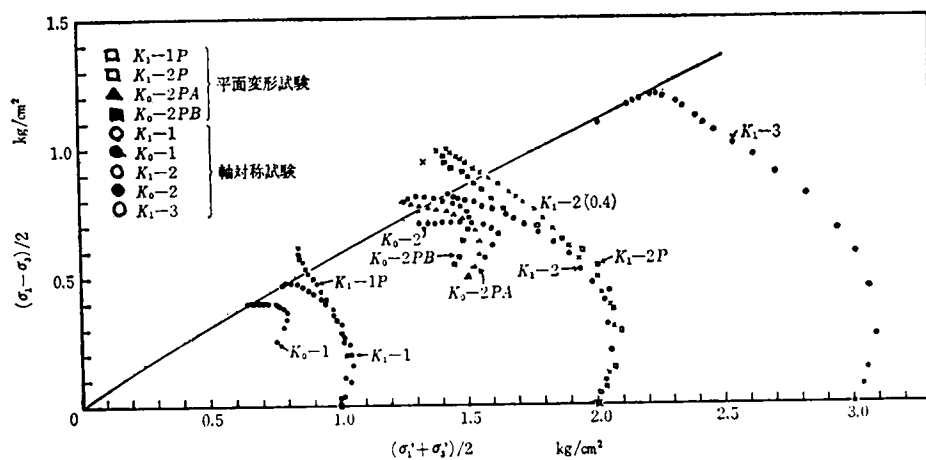


図 3-28 せん断中の応力経路と破壊応力

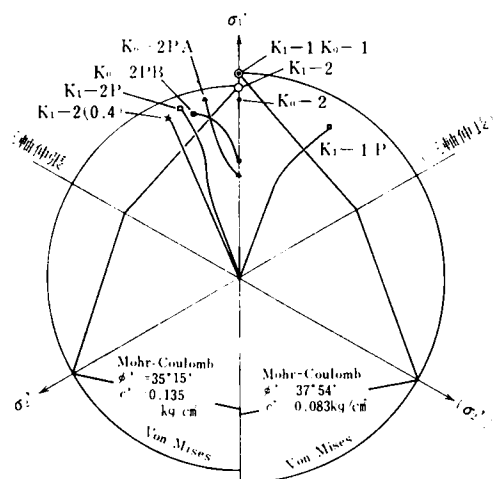


図 3-29 8面体面に投影された応力経路

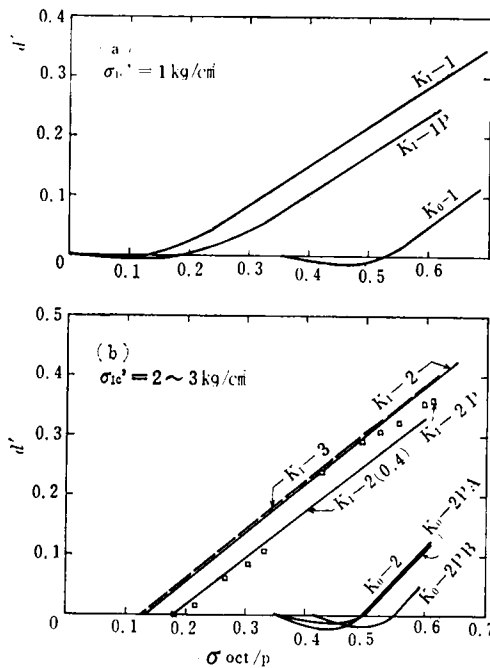


図 3-30 ダイラタンシーと  $(\tau_{oct} / p)$  の関係

表 3-4 式(3-11)の定数

試 験 名	圧密圧力 $p_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$a'$	$c$
K <sub>1</sub> 1	1	0.66	0.16
K <sub>1</sub> 1P	1	0.66	0.24
K <sub>0</sub> 1	2/3	0.8	0.19*
K <sub>1</sub> 2	2	0.83	0.13
K <sub>1</sub> 2P	2	0.83	0.18
K <sub>1</sub> 2(0.4)	2	0.83	0.18
K <sub>0</sub> 2	4/3	1.0	0.14*
K <sub>0</sub> 2PA	4/3	1.0	0.14*
K <sub>0</sub> 2PB	1.3	1.2	0.14*
K <sub>1</sub> -3	3	0.83	0.13

\*圧密終了時の  $(\tau_{oct} / p_1)$  を原点とする。

【-5 ダイラタンシー 図 3-30 a・b) は、せん断中のダイラタンシー指標  $d'$  を  $(\tau_{oct} / p)$  に対してプロットしたものである。式(3-11)の定数  $a'$  および  $c$  を図より読みとると、表 3-4 のようである。図からわかるように、①圧密圧力が 1 Kg/cm<sup>2</sup> の供試体の  $a'$  は他に比べて小さく、 $c$  は大きい。これは、圧密圧力が試料の先行圧密圧力に近いためであろう。②各圧密圧力ごとに变形条件と定数の関係を調べると、 $K_0$  圧密供試体の  $a'$  は  $K_1$  圧密供試体に比べて大きい、③平面変形試験と軸対称試験の  $a'$  は等しいが、 $c$  は平面変形試験の方が大きく、平面変形試験でややダイラタンシーが発生しにくいことがわかる。

## 【シリーズⅡ】\* 最小主応力が 0 の平面変形試験

Ⅱ 1 試験装置 もし、 $\sigma_3 = 0$  の状態の平面変形試験によるせん断強さと、一軸圧縮強度  $q_u$  の比が、シリーズⅠに示した三軸試験機による平面変形試験結果と軸対称圧縮試験結果の比と何らかの関数関係を示せば、シリーズⅠの実験よりはるかに容易な  $\sigma_3 = 0$  の状態の平面変形試験は実用的意味を持つこととなる。

$\sigma_3 = 0$  の状態の平面変形試験機の構造は、

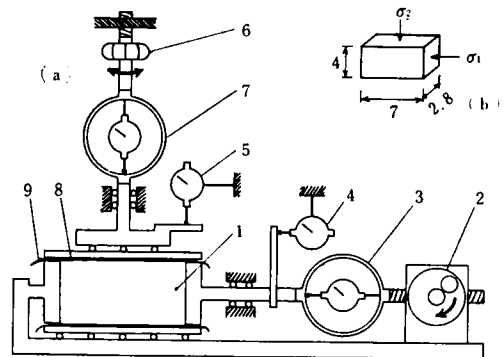


図 3-31  $\sigma_3 = 0$  平面変形試験機

\*村山・軽部(1969)

図-3-31(a)に示す通りである。1は供試体であって、その寸法は図3-31(b)に示すように7cm×4cm×2.8cmの直方体である。最大主応力 $\sigma_1$ は、ハンドル2を回転させることによりフルーピングリング3を介して供試体に作用する。上下方向の変位がダイヤルゲージ5で検出されると、この変位がなくなるまで、ハンドル6を回転させ、このときの中間主応力 $\sigma_2$ をフルーピングリング7で読みとる。中間主応力の作用によって載荷板8と供試体の間に摩擦力が発生する。この摩擦力を軽減させるために、シリコングリースを塗ったゴム膜9をはさみ、摩擦係数0.07、さらに全体をボールで支持した。以下に述べる実験における摩擦力による最大主応力の減少値は、最大の場合でも中央断面で約5%と計算されている。

平面変形試験と比較すべき一軸圧縮試験には図3-31(b)の形状の供試体を用いた。

Ⅱ 2 試料および試験方法 試料は大阪梅田の地表面下約12mおよび約17mから採取された乱さない粘土であって、物理的性質は、粘土含有量36.5%、 $w_L$  69%、 $w_P$  33%である。両試料とも約90cmの長さであったので、その上半部で一軸圧縮試験を、下半部で平面変形試験をおこなった。圧縮速度は1mm/min、をおもに用いたが、一部の平面変形試験には、0.75mm/minも用いた。平面変形試験中の最大主応力は、中間主応力による摩擦力が図3-32に示すように一様分布すると仮定して各断面の最大主応力を求め、結果の表示にはこの平均値を用いた。試験中の室温は20°Cであった。

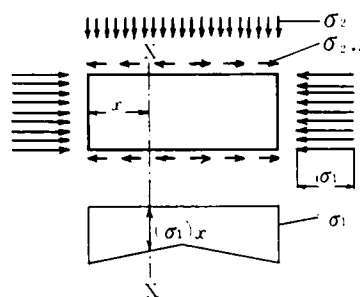


図-3-32 摩擦による $\sigma_1$ の減少

表-3-5 供試体の破壊状況

試験	試験番号	採取深さ (m)	含水比 $w(\%)$	破壊ひずみ $\epsilon_{1f}(\%)$	最大軸方向 応力 $\sigma_{1f}(\text{kg/cm}^2)$	破壊時の $\sigma_2$ $\sigma_{2f}(\text{kg/cm}^2)$	$(\sigma_{2f}/\sigma_{1f})$
軸 圧 縮	13-1	13	65.08	5.5	0.826		
	13-2	"	66.99	5.5	0.922		
	13-3	"	69.72	4.1	0.942		
	13-4	"	67.20	4.4	0.789		
	17-1	17	61.03	6.3	1.065		
	17-2	"	61.36	5.0	1.180		
	17-3	"	65.20	6.0	1.273		
	13-1P	13	70.59	3.8	0.779	0.130	0.167
	13-2P	"	69.96	3.3	0.765	0.115	0.151
平 面 変 形	13-3P	"	61.81	4.1	1.062	0.242	0.228
	17-1P*	17	64.69	3.4	1.240	0.330	0.266
	17-2P*	"	64.23	4.2	1.162	0.285	0.245
	17-3P	"	60.28	4.7	1.152	0.180	0.156
	17-4P	"	63.57	4.3	1.178	0.295	0.256
	17-5P*	"	59.92	4.5	1.035	0.275	0.266



Ⅱ-3 含水比と最大圧縮応力 表-3・5 は各供試体の破壊時の状況を示している。最大主応力  $\sigma_1$  を含水比に対してプロットすると 図 3・33 を得る。図中にかっこに入れて示した試験番号 13-3P は、13m 試料でありながら 17m 群に入っているのもので、以後の整理には 17m 試料として扱う。同じ含水比に対する破壊応力  $\sigma_1$  は、平面変形試験の方がやや小さいようである。

Ⅱ-4 応力ひずみ関係 平面変形試験と軸対称試験の応力・ひずみ曲線を比較する場合、ひずみ軸の選び方が問題となる。こ

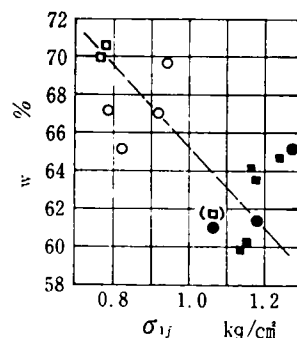


図 3・33 含水比と圧縮強度の関係

こでは、 $\sigma_2$  軸

に平行な 45°

面方向のせん断ひずみ  $\gamma_{45^\circ}$   $\epsilon_1 = \epsilon_3$  2 を用いることとする。

平面変形；  $\gamma_{45^\circ} = \epsilon_1$

軸対称圧縮；  $\gamma_{45^\circ} = (3/4)\epsilon_1$

となる。図 3・34 a b は、平面変形試験の応

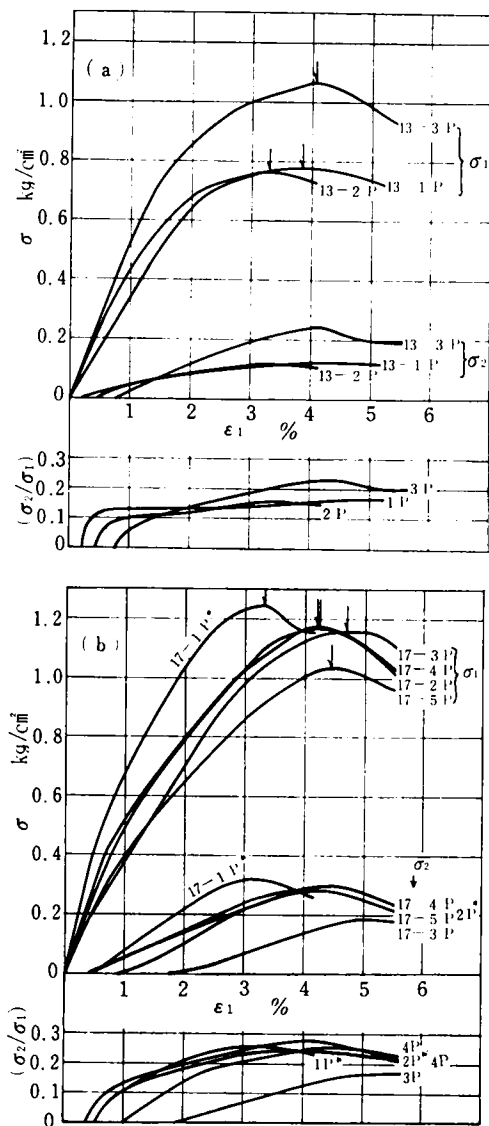


図 3・34 平面変形試験の応力・ひずみ関係

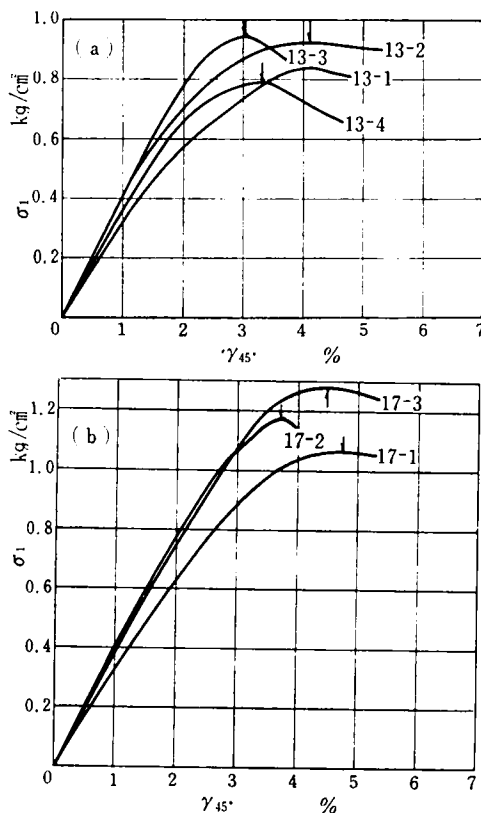


図 3・35 軸圧縮試験の応力・ひずみ関係

力・ひずみ関係を示している。17m 試料では、せん断ひずみ速度を軸対称試験と同一にするために※印で示した供試体について  $0.75\text{mm/min}$  のせん断速度を用いたが、せん断速度は応力・ひずみ曲線に影響していない。中間主応力 $\sigma_2$ は、軸ひずみが約 0.5%までは発生せず、0.5～1%の間に急激に上昇し、破壊時には $(\sigma_2/\sigma_1) = 0.2 \sim 0.3$ となり、前節で述べた圧密非排水試験結果よりやや小さい  $b$  を示す。

図 3・35 は、ひずみ軸を $(3.4) \cdot \epsilon_1 \sim (\gamma)_{45^\circ}$ にとった一軸圧縮試験の応力・ひずみ曲線である。

図 3・36 は、破壊ひずみを  $\epsilon_1$  で比較したものであり、図 3・37 は、 $(\gamma)_{45^\circ}$  で比較したものである。 $(\gamma)_{45^\circ}$ であらわした破壊ひずみは、 $b$  に対してほとんど変動しないことがわかる。

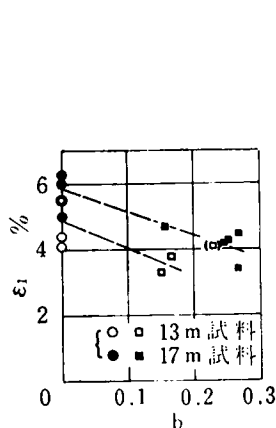


図 3・36 破壊時の軸ひずみと  $b$  の関係

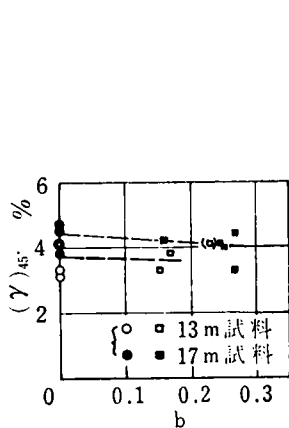


図 3・37 破壊時の $(\gamma)_{45^\circ}$ と  $b$  の関係

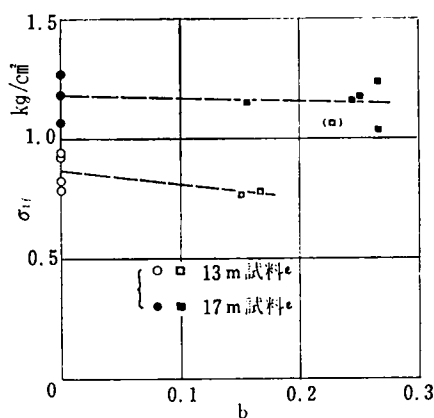


図 3・38 圧縮応力と  $b$  の関係

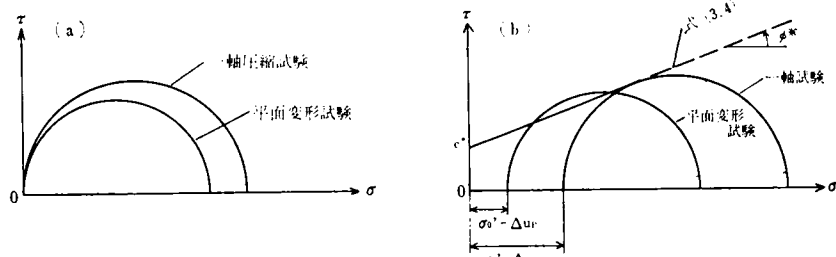


図 3・39 (a) 全応力表示の破壊応力円 (b) 有効応力表示の破壊応力円

Ⅱ-5 せん断強度 図 3・38 は、破壊応力  $\sigma_{1f}$  を  $b$  に対してプロットしたものである。前節の圧密非排水試験とは逆に、平面変形試験の破壊応力  $\sigma_{1f}$  は軸対称試験のそれより小さい。この状況を全応力表示の Mohr の応力円で示せば、図 3・93(a) のようになる。

破壊応力を有効応力で評価するには、供試体内の間げき水圧を決定しなければならない。試料は毛管圧力によって有効応力  $\sigma'_0$  を持っているとする、供試体の破壊時の最小主応力  $\sigma'_3$  は、

$$\sigma'_3 = \sigma'_0 - \Delta u$$

で与えられる。ただし、 $\Delta u$  はせん断試験中に発生する間げき水圧である。せん断試験中に発生する間げき水圧は、式(3・9)より

$$\Delta u = \Delta p_T + p_1 d' \quad \dots\dots\dots (3\cdot3a)$$

上式の右辺第1項は、全応力の増加分をあらわしているから平面変形試験の方が大きい。右辺第2項の  $p_1$  は圧密圧力であるから、両試験で等しい。 $d'$  はゲイラテンシーの指標であるが、圧密圧力  $p_1$  より現在の有効応力  $p$  が小さいような過圧密的状態での  $d'$  の大きさはその符号も含めて予想できない。図 3・39 b) は、式(3・9a)の右辺第2項が無視できるか、あるいは両試験における値が等しいときの有効応力にもとづく Mohr の応力円である。図中の実線は、同じ正規圧密圧力  $p_1$  で圧密された非排水供試体の破壊包絡線(式 3・4)をあらわしている。もし、図のように、平面変形の応力円がこの破壊包絡線をこえておれば、全応力表示の破壊応力  $\sigma_1$  が一軸圧縮試験のそれより小さくても有効応力にもとづくせん断強度は大きいことになる。

したがって、拘束条件のちがう試験の破壊強さを全応力表示で求めても、その結果をそのまま有効応力表示の場合にあてはめることはできないことがわかる。

### 3・5 軸対称応力条件下の異方圧密試験

既往の応力・ひずみ理論は、そのほとんどが異方圧密中の圧縮指数  $C_c$  が異方応力度  $\eta$  にかかわらず一定であるとの仮定を用いている。第1章で詳説した著者の理論は、このほかに、異方圧密中のひずみ増分比 ( $d\epsilon_d/dv/d\eta = 0$ ) が  $\eta$  と  $b = (\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$  の関数であるとの仮定に立っている。本節では、これらの仮定の根拠となった  $b=0$  および  $b=1$  における異方圧密試験の結果(軽部・玉井・苗村; 1973, 軽部・玉井・河合; 1974)を述べる。

**3・5・1 試料および試験方法** ここで述べる異方圧密試験は、3・1で述べたせん断試験および、次節の Stress Probe 試験に先立っておこなわれた異方圧密をまとめたものである。したがって試料および三軸試験機への供試体のセットの方法などはすべてこれらに共通しており、第1節に述べられている。ただし、試料のバッチが2つに分れているために、力学的性質に微妙な差が生じている。ここでは、第1節の試料を「試料B」と呼ぶことにする。

さて、異方圧密試験において注意すべきは、

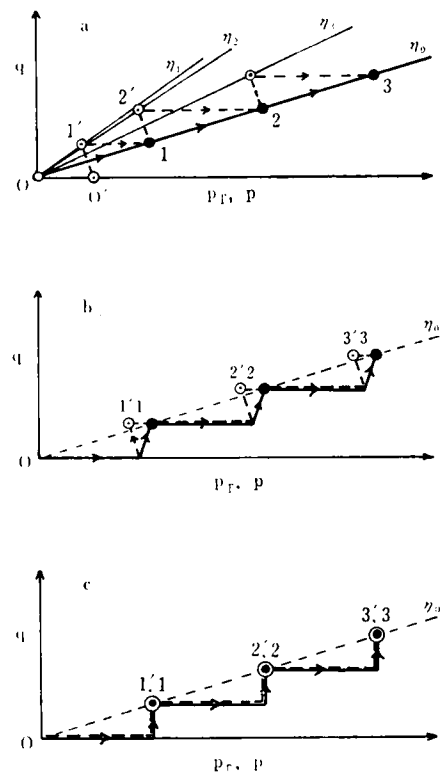


図 3・40 異方圧密荷重の荷荷方法と有効応力

一段階の荷重増分を大きくすると、荷重直後に予定したよりずっと大きい異方応力度が出現してしまうことである。たとえば、図-3・40(a)の  $p, q$  平面上で、全応力（黒丸印）を  $0 \rightarrow 1 \rightarrow 2$  と段階的に作用させると、供試体のたどる有効応力経路は、ダイラタンシーによる間げき水圧の発生を無視しても、 $0' \rightarrow 1' \rightarrow 1 \rightarrow 2' \rightarrow 2$  という段階状の有効応力経路をたどると考えられる。ただし、点  $0'$  は、供試体が負の間げき水圧を持つために働く有効応力を示している。また、点  $1'$  および  $2'$  は、荷重によって全応力がそれぞれ 1 および 2 に移動したときに、全応力表示の平均垂直応力の増分だけ間げき水圧が発生することを示している。この間げき水圧は圧密の進行とともに消散し、有効応力は全応力に近付いていく。したがって、 $\eta = \eta_0$  の異方圧密を行なう予定であっても、実際は  $\eta_1, \eta_2$  などのせん断試験をおこなっていることになる。

このような事態をさけるために、試料 A では、図 3・40(b) に示すように、1つの荷重段階 ( $\Delta p, \Delta q$ ) を、( $\Delta q = 0, \Delta \sigma_v > 0$ ) と ( $\Delta q > 0, \Delta \sigma_v = 0$ ) の 2 つに分けて荷重した。この方法では、後半の荷重時に、( $\Delta q = 3$ ) の平均垂直応力成分が瞬間的に荷重されるために、予定の  $\eta_0$  をわずかに上まわる  $\eta$  が作用する。試料 B では、図-3・40(c) に示すように、1つの荷重段階を ( $\Delta q = 0, \Delta p > 0$ ) と ( $\Delta q > 0, \Delta p = 0$ ) に分けて荷重した。このようにすれば、予定の  $\eta_0$  を超える  $\eta$  が作用する可能性はダイラタンシーによる間げき水圧分だけとなり、圧密時間の半分（1段階の前半部の期間）は予定の異方応力度  $\eta_0$  より小さい異方応力度のもとにおかれることとなった。

試料 A・B とともに 1 段階の圧密時間は 6 時間であり、それを 2 つの部分に等分してあてた。荷重段階は、試料 A では、たとえば  $\eta_0 = 1$  のときは  $\sigma_v = 0.5, 1, 1.5, 2.33 \text{ Kg/cm}^2$  の 4 段階とし、最終荷重の平均垂直応力が  $3.5 \text{ Kg/cm}^2$  になるようにした。試料 B では、 $0.5, 1, 2, 4 \text{ Kg/cm}^2$  の 4 段階とした。試験中の室温は、試料 A では約  $12^\circ \text{C}$ 、試料 B では  $11 \sim 23^\circ \text{C}$  であった。

### 3・5・2 試験結果

〔試料 A〕 図-3・41 は等方および異方圧密中の  $e \sim \log p$  関係である。ただし、プロットは  $\eta = 0$  では 2 個の供試体の平均値を、 $\eta = 0.43$  および  $\eta = 1$  ではそれぞれ 6 個の供試体の平均値である。また、破壊近くには異方圧密後排水せん断試験をおこなった最終点でありプロット 1 個が 1 つの供試体を表わしている。試料を作成したときの一次元圧密圧力は  $0.75 \text{ Kg/cm}^2$  であったが、 $e \sim \log p$  曲線群は圧密圧力が  $1 \text{ Kg/cm}^2$  以上の部分で平行な直線と見なるようである。

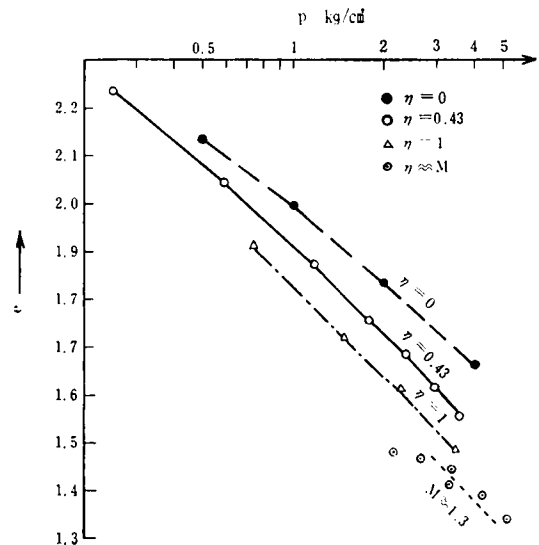


図 3・41 異方圧密中の間げき比の変化

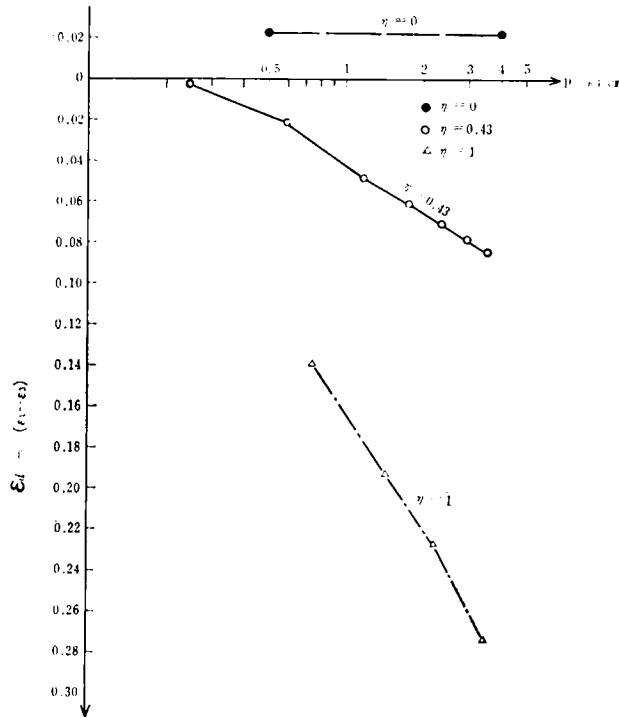


図 3.42 異方圧密中の主ひずみ差の増加

図 3.42 は、図 3.41 と同じ圧密中の主ひずみ差  $\epsilon_d = \epsilon_1 - \epsilon_3$  と  $\log p$  の関係を示しているが、プロットはやはり多くの供試体の平均値である。 $\epsilon_d$  と  $\log p$  は直線関係を示すが、 $e$  の場合とことなり  $\eta$  が大きいものほど勾配が急になる。ただし、図中の  $\epsilon_d$  は、供試体の初期寸法を基準として計算されている。

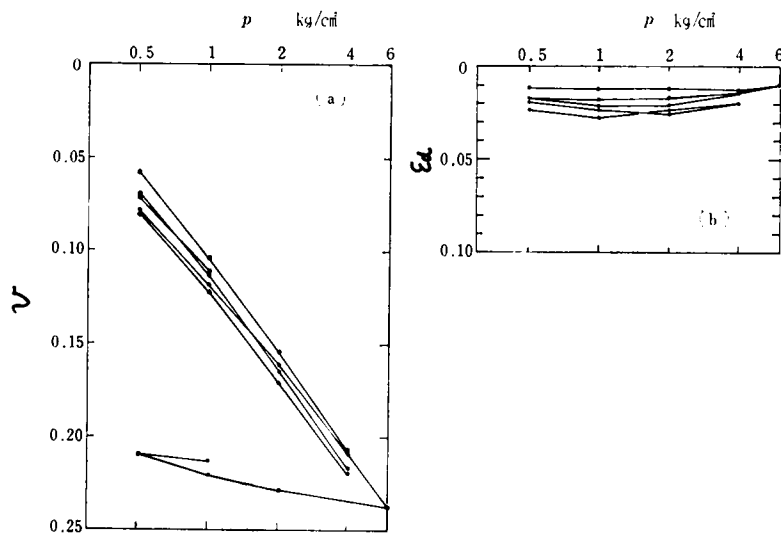


図 3.43 (a) 等方圧密中の体積ひずみ (b) 主ひずみ差

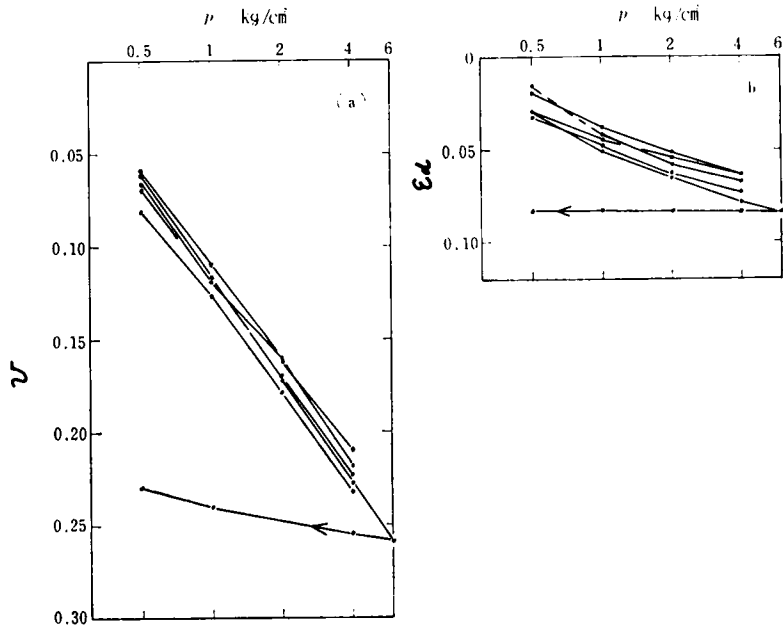


図 3.44 (a)  $\eta = 0.21$ における体積ひずみ (b)  $\eta = 0.21$ における主ひずみ差

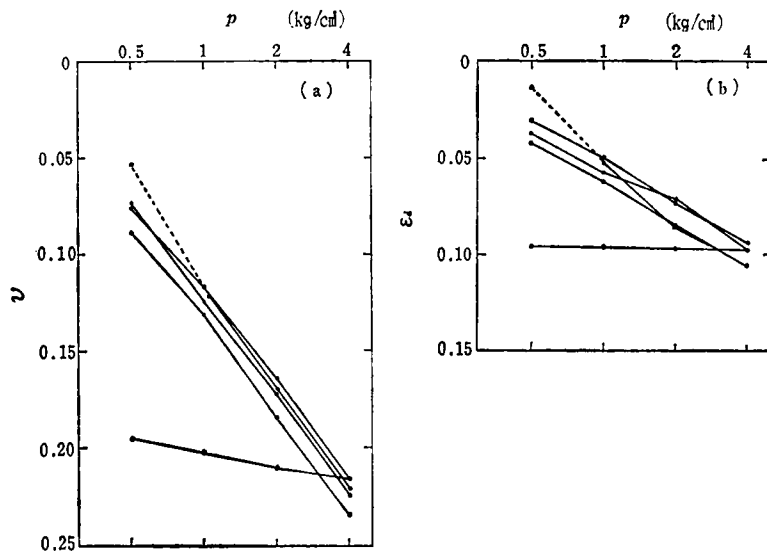


図 3.45 (a)  $\eta = 0.375$ における体積ひずみ (b)  $\eta = 0.375$ における主ひずみ差

異方圧密中のひずみ増分( $d\epsilon_d dv/d\eta = 0$ )を計算するには、供試体の基準状態を決める必要がある。ここでは、 $e \sim \log p$  が直線となる  $p = 1 \text{ Kg/cm}^2$  を基準としてひずみを計算した ( $\epsilon_d$  についても計算をやり直した)。このようにして求めたひずみ増分比と異方応力度の関係は 図-1.5 に示されている。

〔試料B〕 供試体の初期寸法を基準として、伸張状態 ( $b = 1$ ) における異方圧密中の  $v \sim \log p$  お

よび  $\epsilon_a \sim \log p$  関係を描くと 図-3・43～図 3・45 のようである。図よりつぎのことがわかる。① b = 1 の場合も b = 0 と同様な異方圧密特性を示す。②  $\epsilon_a$  は、 $\eta = 0.21$  の膨潤試験でわずかに回復するが、 $\eta = 0.375$  の試験では全く回復しない

図 3・43～図-3・45 のひずみを  $p = 1 \text{ Kg cm}^2$  における供試体寸法を基準として計算しなおし、 $e \sim \log p$  関係図は省略したが試料 B について行なわれた  $b = 0$  の異方圧密試験の結果とともに示すと、図-1・18 が得られる。試験された異方応力度が  $\eta = 0.375$  という狭い範囲に限られているので  $(d\epsilon_a/dv)d\eta = 0$  の全容を知ることはできないが、少なくとも  $\eta$  がこの範囲にあるときは、 $(d\epsilon_a/dv)d\eta = 0$  は b = 0 と b = 1 の場合、 $\eta$  のみの関数であることがわかる。

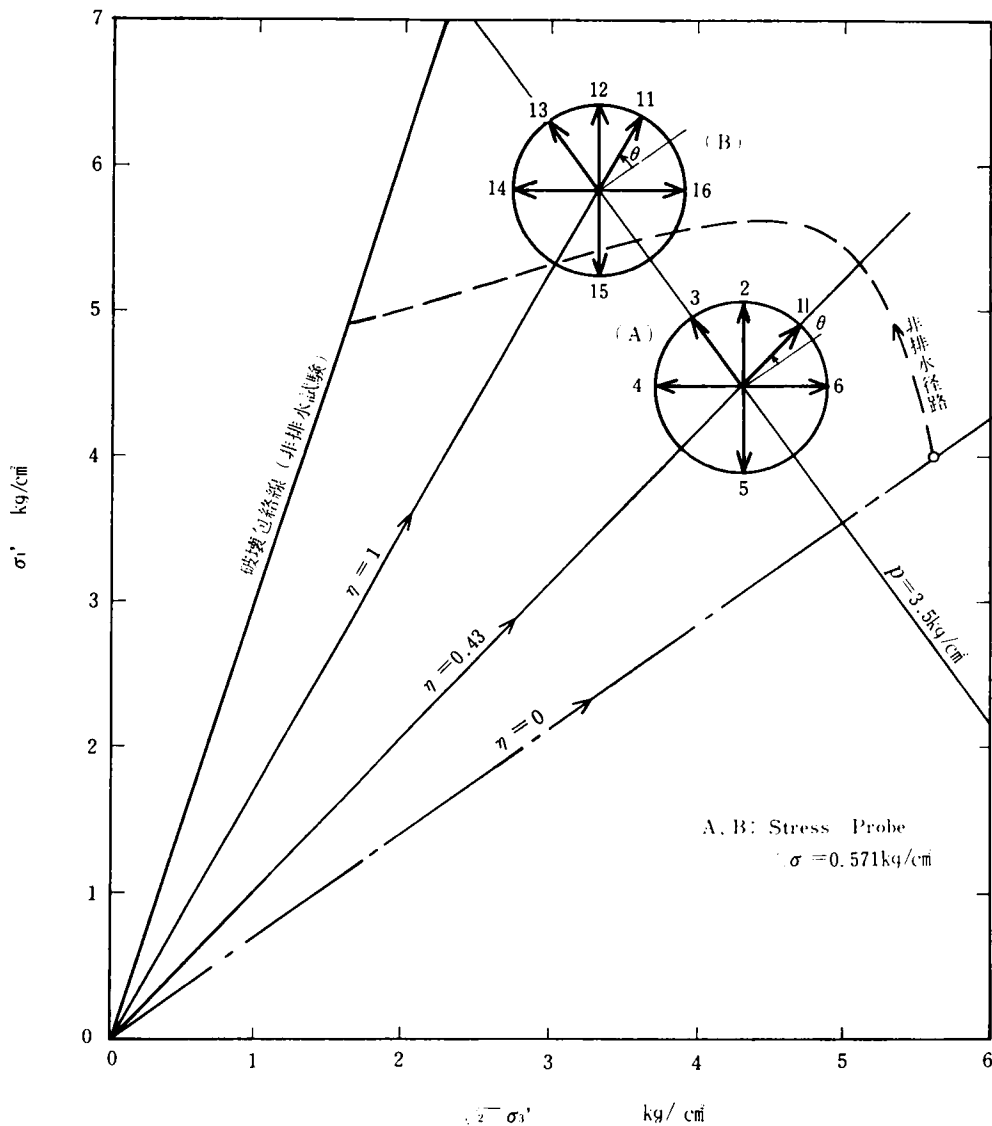


図 3・46 Stress Probe 試験の応力条件

### 3・6 Stress-Probe 試験

Stress-Probe 試験はある応力状態  $(\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3')$  からいろいろな方向へ単位応力ベクトル分だけ応力を動かし、それに伴うひずみ増分を測定する試験であり降伏曲面を実験的に求める一つの手段である。

土を塑性学に従う材料と見なし、

$$f(\sigma_{ij}) = c \quad \text{.....(3・13)}$$

を塑性ポテンシャルとすれば、塑性ひずみ増分  $d\epsilon_{ij}$  は

$$d\epsilon_{ij} = h \frac{\partial f(\sigma_{ij})}{\partial \sigma_{ij}} df \quad \text{.....(3・14)}$$

ここに  $h$  は正值のスカラー関数であり、 $df > 0$  である

いま、式(3・13)において、 $c$  は応力経路によらないとすると、応力空間内の1点を通る等ポテンシャル線は唯一つ決定される。したがって塑性ひずみ増分の方法は応力経路や、応力増分の方法に関係なく、式(3・14)で与えられることになる。Roscoe ら(1963)は、応力・ひずみ式を導くにあたり、略に式(3・13)および式(3・14)を仮定している。

土が上述のような単純な塑性論にしたがうかどうかをたしかめるには、応力空間内のある一点について、①その応力状態からの応力増分の方法に関係なく、塑性ひずみ増分の方法が一定となるか、②2つの相異なる応力経路をたどってその点に到達した供試体の塑性ひずみ増分の方法は相等しくなるかを見ればよい。本節では、そのほか一般に用いられている「正規圧密粘土の間げき比は、応力状態のみで決まる」という仮定を検証する。

**3・6・1 試料および試験方法** 前節では、試料Aについて、 $\eta = 0.43$  あるいは  $\eta = 1$  を保ちながら  $p = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$  まで異方圧密をおこなった結果をのべたが、本節で述べる Stress-Probe 試験は、この異方圧密供試体についておこなったものである。図 3・46 において、点AおよびBは異方圧密の終了点をあらわしている。Stress-Probe はこれらの点から図のように6方向に、 $\Delta\sigma = \sqrt{\Delta\sigma_1^2 + 2\Delta\sigma_3^2} = 0.571 \text{ Kg/cm}^2$  の大きさで与えた。Stress-Probe の方向は、 $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$  線に平行な方向を基準として、反時計方向に定義した(図中に  $\theta$  であらわされている)。これらとは別に、 $4 \text{ Kg/cm}^2$  まで等方圧密された2個の供試体をひずみ制御式で非排水せん断した。図中の破線はこれらの平均的(せん断初期を除いて、事実上同一の経路をたどった)な応力経路を示している。また、 $3.5 \text{ Kg/cm}^2$  で等方圧密された供試体(No. 17)は、 $p$  一定の条件で排水状態で段階荷重によってせん断試験された。その応力経路は、点AおよびBを通して破壊包絡線へ向っている。なお、この試料の破壊時の  $\eta$ ・ $M_v$  は約1.3であるので、点Bは破壊応力比の77%、点Aは33%を受ける位置にある。したがって、点Bは破壊近くを代表し、点Aは、等方応力状態近傍を代表すると想定できる。

**3・6・2 Stress-Probe の方向とひずみ増分** 図-3・47および図-3・48は、横軸に Stress-Probe の方向をとり、縦軸に対応する体積ひずみ増分  $\Delta v$  および主ひずみ差増分  $\Delta\epsilon_d$  をとったものであ



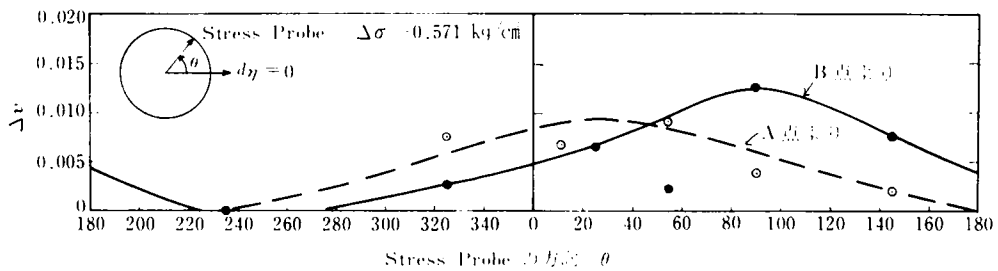


図 3-47 Stress Probe の方向と体積ひずみ増分の関係

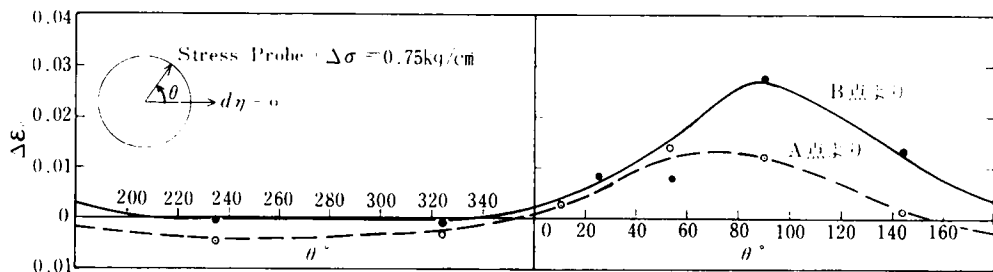


図 3-48 Stress Probe の方向と主ひずみ増分の関係

る 図 3-47 によれば、B 点  $\eta = 1$  の  $\Delta v$  は、 $\theta$  に対して連続的に変化し、 $\Delta v$  が最大となる方向は  $\theta = 90^\circ$  である。A 点  $\eta = 0.43$  の測定値はかなりばらばらしているが、 $\Delta v$  が最大となる方向は  $\theta = 0 \sim 30^\circ$  あたりのものである。したがって、破壊に近い応力状態においては、体積変化はおもに  $\eta$  によって引き起こされるマイラテンシーによっており、等方応力状態に近いときは、体積ひずみはおもに  $p$  によって引き起こされる圧密に起因するといえよう。また、体積ひずみが 0 となる範囲が  $\theta = 240^\circ$  付近の狭い範囲に限られていることも、主ひずみ差と対照的な性質である。

一方、図 3-48 によれば、点 B の主ひずみ差は  $\theta = 90^\circ$  の方向で最大となっており、 $\theta = 200^\circ \sim 340^\circ$  付近は 0 である。点 A では、主ひずみ差が最大となる方向は  $\theta = 70^\circ$  付近であり、 $\theta = 160^\circ \sim 0^\circ$  の間は負（回復）のひずみがあらわれている。したがって、この試料は、破壊近くでは塑性体として挙動し、等方応力状態近くでは弾性的性質をも保持しているといえよう。これらの実験結果は、Lewin and Burland (1970) の結果とよく一致している。

**3-6-3 塑性ポテンシャル** 図 3-49 は点 A および B のひずみ増分ベクトルを示している。点 A における全ひずみ増分ベクトルをみると、No. 5 の全ひずみ増分の方向が  $\eta$  の減少する方に向っており、Stress Probe の方向にも近いので、弾性ひずみの影響を強く受けていると思われる。そこで、A 点から発する  $\Delta\sigma = 0.571 \text{ Kg/cm}^2$  の Stress Probe により、ちょうど No. 5 のベクトルの長さ分だけ弾性ひずみが発生するものと考え、すべての全ひずみベクトルから、それぞれの Stress Probe ベクトルを方向が反対で、長さが No. 5 の全ひずみベクトルに等しいベクトルを差し引いて、塑性ひずみ増分ベクトルとした。

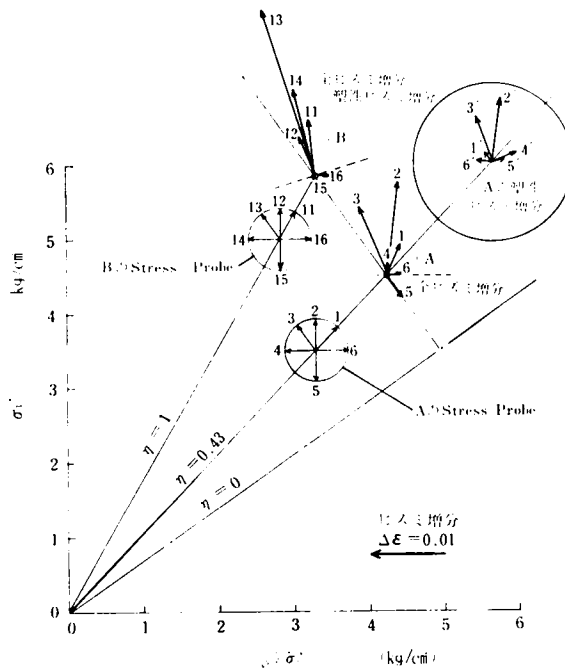


図-3-49 ひずみ増分ベクトル

一方、点Bから発する全ひずみ増分ベクトルの方向は約  $90^\circ$  の範囲におさまっているのですべて弾性成分から成っていると仮定した。

さて、点Bの塑性ひずみ増分ベクトルは、Stress-Probe の方向とは無関係にはば一定の方向を向いている。したがって、 $\eta = 1$  の異方圧密を受けた試料は、点Bで、その等ポテンシャル線の方向が図中のBを通る破線で示されるような塑性ポテンシャルを持つことがわかる。しかし点Aにおいては、大円内に示したように、塑性ひずみ増分の方向が、Stress-Probe の方向に影響を受けているので、塑性ポテンシャルは適用できない。このように、塑性ポテンシャルは応力状態が破壊条件に近いときのみ適用できる。

**3・6・4 応力径路の影響** 図 3・50 の実線で描いた矢印は、 $3.5\text{Kg/cm}^2$  まで等方圧密された後、 $p$  一定状態で排水せん断されている供試体 (No. 17) のひずみ増分方向である。また、破線で示した矢印は、前項で検討した異方圧密試料のうちで  $p$  一定方向に Stress Probe 試験された供試体 (No. 3 および No. 13) のひずみ増分方向である。No. 17 のひずみ増分方向は、応力状態が破壊に近付くにつれて反時計方向に回転している。ところがちょうど点Aのところでは、一時的にベクトルが特異な方向を向いているので、Stress-Probe 試験のベクトルと一見、違う方向を向いているように見えるが、本来は両者は同じ方向を示し、したがって応力径路よりも応力増分の方向がひずみ増分方向を規定していると思われる。点B付近の両者のベクトルはともに正常であると思われるが、図から明らかなように  $p$  一定試験のベクトルが反時計まわりにずれている。Lewin and Burland (1970) の試験では、排水試験は  $\sigma_3$  一定で行なわれており、それに

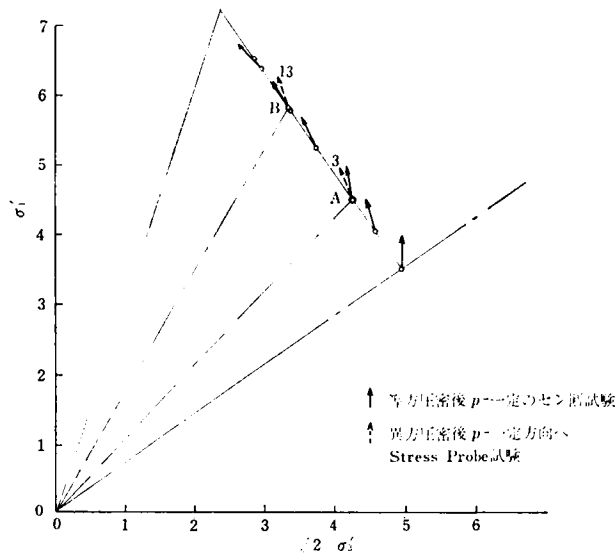


図-3-50 応力経路とひずみ増分方向の関係

ともなう、ひずみ増分ベクトルは時計方向にずれている。したがって破壊応力近くにおいても、ひずみ増分方向は、応力経路の方向に近付くように影響されるものと思われる。

つぎに、非排水試験の結果をみてみよう。(この試験はひずみ制御法でおこなわれているので、図-3-46の非排水経路は応力制御法の結果と一致しないと思われる。) 非排水試験は  $dv + d\epsilon_1 + 2d\epsilon_3 = 0$  であるから、そのひずみ増分ベクトルはつねに  $dp = 0 (\theta = 90^\circ)$  を向いている。図-3-46によれば、非排水経路は点Aと同じ  $\eta = 0.43$  の線をほぼ  $dp = 0$  を向いて横切っているので、点Aから  $dp = 0$  の方向に出ている Stress-Probe No.3 に対応するひずみベクトルをみると、 $dp = 0$  の方向より約  $15^\circ$  右方にずれている。また、非排水経路は  $\eta = 1$  の線をほぼ  $d\sigma_1 = 0$  を向いて横切っているので、点Bから  $d\sigma_1 = 0$  の方向に出ている Stress-Probe No.14に対応するひずみベクトルをみると、やはり右方へ約  $15^\circ$  ずれていることがわかる。

**3-6-5 間げき比と応力状態** Stress-Probe 試験を利用して、応力状態と間げき比の対応性を調べた。図-3-51は、 $\eta = 1$  に達するいろいろな応力経路を示している。供試体、No. 11~16は  $\eta = 1$  の異方圧密を受けてB点に達した。供試体 No. 2, 3, 4は  $\eta = 0.43$  の異方圧密を受けていたんAに達した後、No. 2はE点、No. 3はD点、No. 4はD点まで荷重された。No. 17は等方圧密によりC点に達し、その後  $p$ 一定せん断によって点Aを経て点Bに到達した。

図-3-52は、各供試体の体積ひずみ  $v$  (初期寸法を基準とする) を平均垂直応力  $p$  に対してプロットしたものであり、図中の破線は、図-3-41の  $\eta = 1$  の  $e \sim \log p$  関係を  $v \sim p$  関係に換算したものである。図からわかるように、No. 4は異方圧密線より  $v$  が大きい、この供試体は点Aに到達する前から他に比べて大きいひずみを示していた。したがって、この図は間げき比が応力経路に影響されないことを示している。

図-3-53は、主ひずみ差  $\epsilon_d$  について図-3-52と同じように整理した結果である。圧密中の  $\eta$

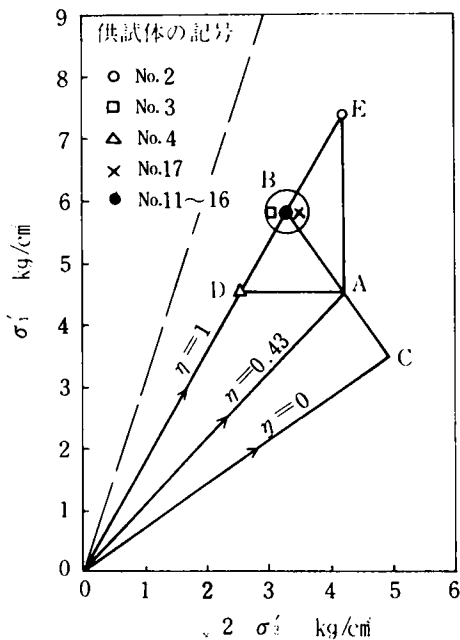


図 3-51  $\eta = 1$  に至るまでの応力経路

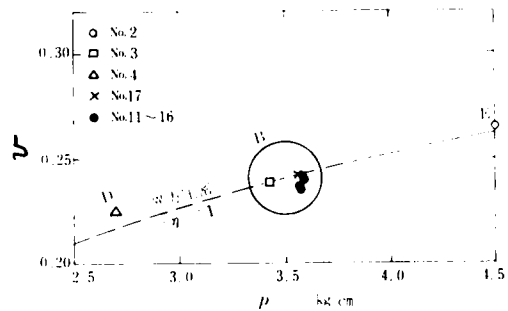


図 3-52  $\eta = 1$  に至るまでの  $p$  と  $\sigma'$  の関係

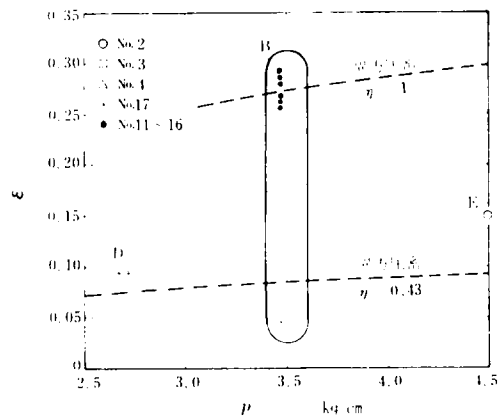


図 3-53  $\eta = 1$  に至るまでの  $p$  と  $\epsilon_d$  の関係

が大きいほど  $\epsilon_d$  は大きくなり、同一応力状態 B 点においても、たとえば  $\eta = 0$  で圧密された No. 17 の  $\epsilon_d$  は、 $\eta = 1$  で圧密された No. 11~16 の約 15% にすぎない。

### 3-7 ま と め

本章に述べた実験的研究から、正規圧密粘土についてつぎのような結果が得られる。ただし、以下に用いる  $b$  は、 $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$  で与えられる。

1. 主応力  $\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$ ,  $\sigma_3'$  を軸とする直交座標空間内での破壊応力面の形状は、 $b = 0$  および  $b = 1$  における破壊応力線によって形成される角錐に外接する曲面である。このことは、 $0 < b < 1$  におけるせん断試験から直接たしかめられただけでなく、 $b$  一定のクリープ試験や、平面変形試験の  $b$  からも推測される。
2.  $b = 0$  および  $b = 1$  における破壊規準は、ある圧密圧力までは Mohr-Coulomb の規準に一致するが、それより大きな圧密圧力を受けると Von Mises 型に偏倚していく。この現象は、粒子間引力を導入することにより定性的に説明できる。
3. 非排水試験中のダイラテンシーをあらわす指標として

$$d' = \frac{\Delta u - \Delta p_T}{p_0}$$

を定義した。ただし、 $\Delta u$  はせん断中に発生する間引き水量、 $\Delta p_T$  はせん断中に増加する全応力であり、 $p_0$  は供試体の圧密圧力である。この指標を用いると、マクスウェルは：

$$d' = a' \frac{\tau_{\max}}{p} + c$$

なる実験式であらわされる。ただし、 $a'$  は正の定数であり、 $b = 1$  のときや大きくなる場合は  $b$  の影響をあまり受けない、 $c$  も正の定数であり、平面変形のとき少く大きくなる。

④間引き比  $e$  は応力状態によって決定するを近似できる。その場合、 $e$  は、 $b$  および  $\eta$  をマクスウェルによって、 $\log p$  と分配（C）の直線関係にある。

⑤異方圧密中の間引き増分比  $d\epsilon_d/dv/d\eta$  は  $p$  に無関係に  $\eta$  と  $b$  の関数となる。ただし、 $\eta = 0$  付近における  $d\epsilon_d/dv/d\eta$  は  $b$  の影響を受けない。

⑥同一応力経路を経て、破壊応力に近い応力状態に達した試料の応力・ひずみ関係には明確なマクスウェルを適用できる。したがって、この弾性・コンクリートの応力は応力経路の影響を少く受ける。

## 第 4 章 過圧密粘土の力学的挙動と有効応力

ま え が き	96
4・1 粘土の構造と Hvorslev の式	98
4・2 等含水比面内でのクリープ特性	103
4・2・1 試料および試験方法	103
4・2・2 クリープひずみ	104
4・2・3 クリープ降伏応力	104
4・2・4 クリープを支配する要因	105
4・3 見かけの先行荷重	107
4・3・1 試料および圧密等体積試験	107
4・3・2 等せん断変位線の性質	108
4・3・3 圧密効果の推定	108
4・4 ま と め	109

### ま え が き

前章では、正規圧密粘土の力学的挙動が基本的には現在作用している有効応力に支配されながらも、有効平均応力の増大にともなって顕在化してくる粒子間引力の影響をも受けていることを示した。しかし、正規圧密状態においては、粒子間引力などの内力が有効応力に比べて小さいために、正規圧密状態の力学試験だけからこの影響を解明しようとしても実験誤差の分離など困難な問題を伴い、十分な成果は期待できない。

正規圧密粘土の内力を知る一つの方法は、有効応力に比べて内力が比較し得るほどの大きさを持つと思われる過圧密粘土の力学的挙動を研究し、過圧密粘土の極限の点として正規圧密状態を位置づける方法である。たとえば、ある力学挙動が過圧密比の連続関数  $f(n)$  であらわされるならば、

$$\text{正規圧密状態における挙動} = \lim_{n \rightarrow 1} f(n)$$

で得られるであろう。

しかし、この考え方は、粘土を弾塑性材料と見なす研究方法とあいられない部分があるので、 $n \rightarrow 1$  付近の状態を実験的に詳細に検討した上で適用しなければならない。

ところで、「過圧密状態」の定義はどのようなものであろうか。特定の応力条件や変形条件のもとでは、この定義は明確に行なえる。たとえば、一次元圧密状態や  $\eta$  一定の圧密状態では、「現在作用している有効応力が、過去に受けた応力より小さい状態」である。図 4・1 は、 $\eta$  一定条件下で異方圧密を受けている試料の  $e \sim \log p$  曲線である。正規圧密状態はこの図では、 $C_c$  と記した 1 本の直線の上に拘束されているが  $p = p_0$  という圧力から有効応力が減らされると、過圧密状態に入り、 $e \sim \log p$  関係は、図中の直線  $C_c$  のまわりのループの中にとじこめられてしまう。いろいろな  $p_0$  から有効応力を減ずれば、ハッチで示した領域が過圧密状態をあらわす領域となる。

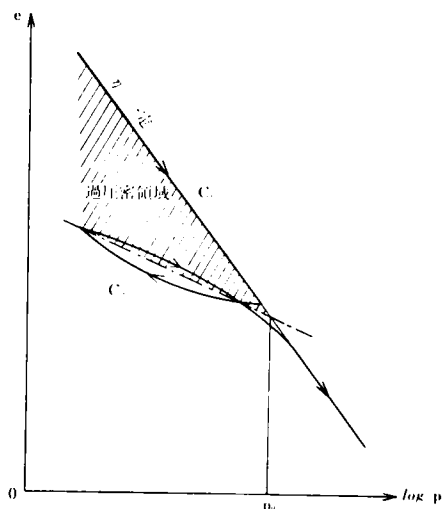


図 4・1 異方圧密における過圧密領域

過圧密領域にある粘土の力学的挙動は、図からわかるように正規圧密とは全くちがっている。その一つは圧縮指数が数分の 1 であること、もう一つは、体積ひずみが可逆的、すなわち弾的な点である。したがって、 $\eta$  一定の異方圧密では前記の過圧密の定義は言葉の上だけではなく、力学的挙動の質的な違いという内容を備えている。

それでは、応力空間 ( $\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$ ,  $\sigma_3'$ ) において  $P_0(\sigma_{10}', \sigma_{20}', \sigma_{30}')$  という先行応力を試料に与えた場合、過圧密領域はどのようなになるであろうか。Calladine (1963) は、体積ひずみに関する降伏曲線が、 $p$ ,  $q$ ,  $e$  空間内で定義された State Boundary Surface と Swelling Wall の交線を  $p$   $q$  面に投影したものになることを示した。たしかに、正規圧密状態は State Boundary Surface 上に拘束されているし、一方、先行圧密応力を  $p_0$  とすると、これ以下の  $p$  のもとでは、 $e$  は  $\eta$  にかかわらず図 4・1 の直線  $C_c$  に拘束されてしまうから、体積ひずみに関する限りこの降伏曲線は合理性を持っている。Roscoe (1963) は、この Calladine の体積ひずみに関する降伏曲線をせん断ひずみにも適用して、応力・ひずみ関係を導いた。彼らは後になって、せん断ひずみに対しては、図 4・2 のような降伏曲線を持ち出しているが、実験的裏付けは十分ではない。ただし、図 4・2 において、たとえば  $X'$  という先行履歴を与えるとせん断ひずみに対する降伏曲線は  $A_1' - X' - E_1'$  となるという。なお、Calladine の体積ひずみに

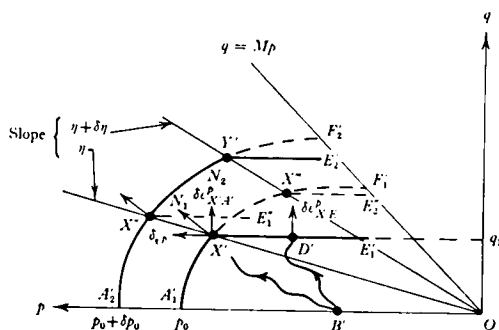


図 4・2 せん断ひずみの降伏曲線  
(Roscoe and Burland ; 1968)

に対する降伏曲線は  $A_1' - X' - X'' - F_1'$  であらわされる。したがって彼らによれば、等方応力  $p = p_0, q = 0$  なる先行圧密応力を受けた試料は、せん断ひずみに対しては全く弾性領域を持っていないことになる。

本章の第2節は、等方的な先行圧密応力を受けた供試体のせん断挙動をクリーフ試験によって調べ、土限降伏値の意味を考察したものである。

一方、破壊応力条件の面から正規圧密と過圧密をつないでいるものは、Hvorslev の強度定数  $\phi_c$  および  $c_c$  である。Hvorslev ; 1960 Hvorslev の式には、一 間けき比が同じならば、土の構造は同一である。という仮定が暗に含まれているが、本来、過圧密粘土が、正規圧密状態であったときより小さい有効応力ののもとで同じ体積を保っているのは、内部的な引力が大きい、あるいはそれは内部的な引力が大きくなる構造に変化しているからであり、その意味では Hvorslev の式は便宜的なものである。

本章第1節は、過圧密粘土の構造をあらわす尺度として先行圧密応力下で示していた間けき比と、現在の間けき比の差（膨潤量）をとり、過圧密状態から正規圧密状態にわたる破壊線の式を導いた。

過圧密粘土の力学的挙動に影響するもう一つの要素は、見かけの先行圧密応力である。これは、年代の古い粘土盤を圧密試験すると、地質学的に推定されるより大きな先行荷重が測定される現象である。第3節では、この見かけの先行荷重と真の先行荷重の分離法について述べる。

#### 4.1 粘土の構造と Hvorslev の式

図 4.3 a は圧密曲線を、b はそれに対応するせん断強度をあらわしている。いま正規圧密部分のせん断強度と垂直応力の関係が、座標原点  $O - B - O$  という直線であらわされ、先行圧密圧力  $O$  の過圧密部分のせん断強度は、曲線  $O - A -$  原点  $O$  であらわされているものとする。Tschebatarioff 1951 によれば、このような過圧密粘土の強度特性を Krey and Tiedman (直線  $OA$  で近似)、つぎのようであらわしたという。

$$s = \sigma_0 \tan \phi_0 + \sigma' \tan \phi_1 \dots\dots\dots 4.1$$

ここに  $s$  はせん断強度、 $\tan \phi_0$  は圧密圧力に比例的に増加する強度成分の比例定数、 $\phi_1 = \phi' = \phi_0$ 、ただし  $\phi'$  は正規圧密粘土のせん断抵抗角である。Tschebatarioff は、この式がはじめて土の粘着成分を土固有のものでなく、先行圧

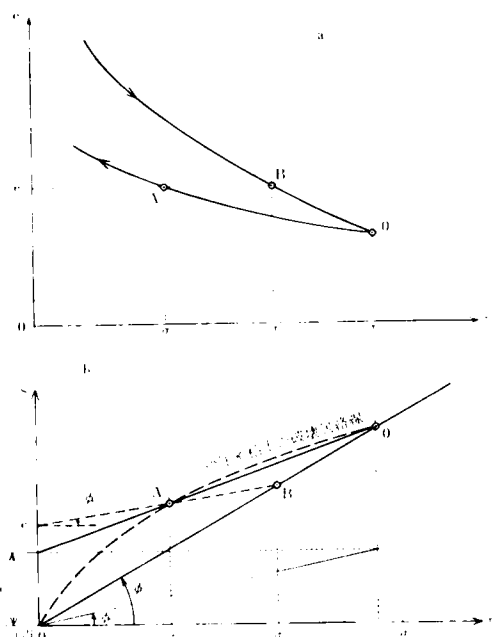


図 4.3 Krey-Tiedman の破壊基準 (直線  $OA$  Tschebatarioff ; 1951, より作成)



密応力の関数としてあらわした点を高く評価している。しかし、実際の過圧密粘土のせん断強度は、 $\sigma'$ と直線関係にないため、先行圧密応力の影響は $\phi_c$ という定数の平方ではあらわれていないわけである。やがて Hvorslev の式が出現し (Hvorslev ; 1936), 式 4・1 の考え方は忘れられてしまったものと思われる。しかし、まえかきにも述べたように、Hvorslev の式

$$\left. \begin{aligned} s &= c_u + \sigma' \tan \phi_c \\ \text{ここに } c_u &= \kappa \sigma_v \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 4 \cdot 2$$

は実験事実をうまく近似するとはいえず、粘着成分  $c_u$  が  $\sigma_v$ 、すなわち間けき比の関数であるのは便宜的である。

さて、正規圧密粘土と過圧密粘土の構造の違いからせん断強度の違いを説明するためには、構造の違いをあらわす指標が必要である。ここでは、その指標として、過圧密粘土が引き起こした膨潤量  $e_c$  をつぎのような考察にもとずいて採用する。すなわち、図 4・4 a は、過圧密状態 P にある土塊の応力履歴をあらわしている。この土塊の等価圧密圧力は  $\sigma_1'$  であり、先行圧密応力は  $P_2$ 、 $P_2$  から P にかかる間に  $e_c$  は膨潤している。ここで、3つの状態  $P_1$ 、 $P_2$ 、P の間けき比の分布を想像すると、粒子間隔と粒子間力の関係が図 4・4 b であらわされる場合には、図 4・4 c に示すように、 $P_1$  の状態は、圧密圧力が小さいので引力の圏内にある粒子数は少なく、したがって団粒の形成も少ない。圧密圧力が  $\sigma_2'$  まで増大すると、粒子間隔の分布は左方へはなづけられ、かなりの個数の粒子が引力の圏内に入って、団粒を形成する。つぎに圧密圧力が  $\sigma_1'$  まで減少すると、団粒を形成している粒子間には引力が働いているからそのままの間隔を保ち、したがって、他の反撥しあう粒子の間隔は広い範囲に分布することになる。さもないと、 $P_1$  と同じ間けき比にならない。こうして、膨潤量  $e_c$  は、団粒の量、あるいは間けき比の分散の度合をあらわすこととなるのである。

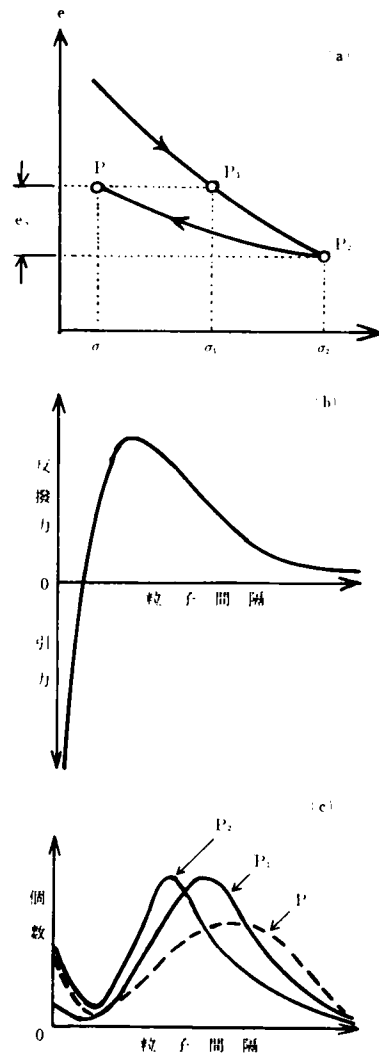


図 4・4 膨潤量  $e_c$  と粒子間隔分布の関係概念図

3・1 で考察したように、団粒があっても、せん断面は反撥力が働いている団粒と団粒の間におもに発達する。正規圧密状態  $P_1$  と  $P_2$  のせん断強度を比較すると、 $P_1$  では団粒に邪魔されずにせん断面が自由に発達できるかわりにせん断面がおもに発達する部分の粒子間反撥力も弱いのので、有効応力  $\sigma_1'$  はあまり減殺されずに摩擦力を発揮させる。有効応力が  $P_1$  より大きい  $P_2$  では、団粒がせん断面の自由な発達を妨げてせん断抵抗力を増大させる代りに、せん断面がおもに発達する団粒間における反撥力は  $P_1$  のときより大きいので、有効応力  $\sigma_2'$  は減殺され、したがって摩擦力が減少する。このようにして、正規圧密粘土では、近似的に

$$s = \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots (4.3)$$

が成立することとなる。ここに、 $s$  はせん断強度、 $\sigma'$  は有効垂直応力、 $\phi'$  は有効応力にもとづくせん断抵抗角である。

つぎに過圧密粘土のせん断状況を考えてみよう。団粒は  $P_2$  と同じだけ形成されており、せん断面の自由な発達がさまたげられる一方で、粒子間隔が大きいので粒子間反撥力は小さく、したがって有効応力  $\sigma'$  はあまり減殺されず、したがって摩擦成分も大きい。その結果過圧密粘土のせん断強度はつぎのようにあらわされる。

$$s = \sigma' \tan \phi' + \sigma' f(e_s) = \sigma' \{ \tan \phi' + f(e_s) \} \dots\dots\dots (4.4)$$

ここに  $f(e_s)$  は膨潤量  $e_s$  の関数であり正値をとる。

一方、Hvorslev の式(4.2)を  $e_s$  の関数としてあらわすことを試みる。式(4.2)の第2式を第1式に代入すれば

$$s = \kappa \sigma_s + \sigma' \tan \phi_s \dots\dots\dots (4.2a)$$

正規圧密粘土では、式(4.3)および式(4.2a)の  $\sigma'$  は  $\sigma_s$  に等しいから

$$s = \sigma_s \tan \phi' \dots\dots\dots (4.3a)$$

$$s = \kappa \sigma_s + \sigma_s \tan \phi_s \dots\dots\dots (4.2b)$$

式(4.3a)および式(4.2b)より

$$\therefore \tan \phi_s = \tan \phi' = \kappa$$

これを式(4.2a)に代入すると

$$s = \kappa (\sigma_s - \sigma') + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots (4.5)$$

さて、図-4.5において、 $e_0$  は先行圧密応力  $\sigma_0$  に対応する間げき比であり、 $e$  は  $\sigma_0$  から膨潤してP点に到達した過圧密粘土の間げき比であると同時に正規圧密状態  $P_1$  の間げき比で

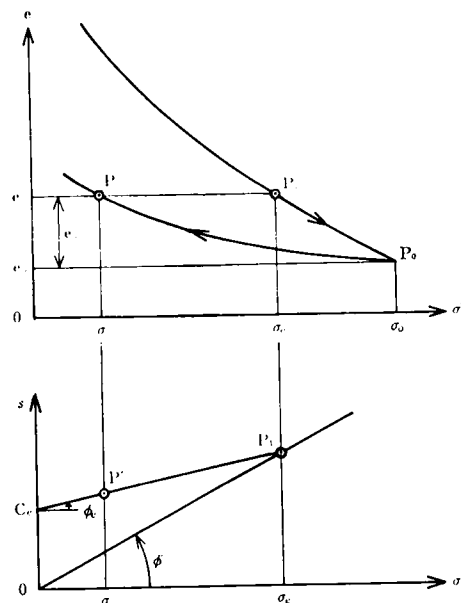


図-4.5 膨潤量と Hvorslev の式の関係

ある。また、この試料の圧縮指数を  $C_c$ 、膨潤指数を  $C_s$  としておくと、つぎの2式が成立する。

$$\begin{cases} e_s = e - e_0 = C_c (\log \sigma'_0 - \log \sigma'_s) \\ e_s = e - e_0 = C_s (\log \sigma'_0 - \log \sigma'_s) \end{cases}$$

両式より  $\sigma'_0$  を消去して

$$\begin{aligned} \log \sigma'_s - \log \sigma'_s + \{(1/C_c) - (1/C_s)\} e_s \\ = \log \sigma'_s + \ln \cdot \exp \{(1/C_c) - (1/C_s)\} e_s \\ = \log \sigma'_s + \log \left[ \exp \left\{ 2.3 \left( \frac{1}{C_c} - \frac{1}{C_s} \right) e_s \right\} \right] \\ \therefore \sigma'_s = \sigma'_s \cdot \exp [2.3 \{(1/C_c) - (1/C_s)\} e_s] \dots \dots \dots (4.6) \end{aligned}$$

式(4.6)を式(4.5)に代入すると

$$\left. \begin{aligned} s &= \sigma'_s \tan \phi'_s + \sigma'_s f(e_s) \\ \text{ここに } f(e_s) &= \kappa \left[ \exp \left\{ 2.3 \left( \frac{1}{C_c} - \frac{1}{C_s} \right) e_s \right\} - 1 \right] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.7)$$

したがって、Hvorslev の式は、粒子間力を考察することによって導かれた式(4.4)に一致する。図-4.6は、 $C_c=0.6$ 、 $C_s=0.2$ の粘土における  $f(e_s)$  の計算例である。式(4.7)の第2式において、 $\kappa$  および  $C_c$ 、 $C_s$  が  $e_s$  にかかわらず一定ならば、 $f(e_s)$  は  $e_s$  の指数関数となる。

式(4.7)の第1式は

$$(s/\sigma'_s) = \tan \phi'_s + f(e_s) \dots \dots \dots (4.7a)$$

とも書きあらわせる。左辺の  $(s/\sigma'_s)$  は、 $s - \sigma'_s$  図上では、過圧密粘土の破壊応力点と座標原点を結ぶ直線の勾配である。したがって、勾配  $(s/\sigma'_s)$  を  $e_s$  に対してプロットし、 $(s/\sigma'_s)$

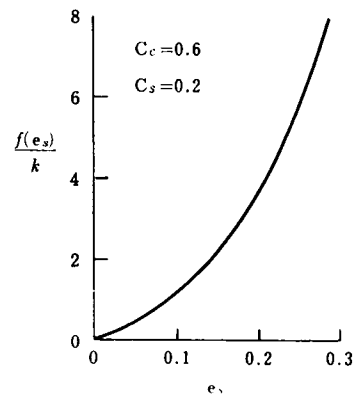


図-4.6  $f(e_s)$  の形

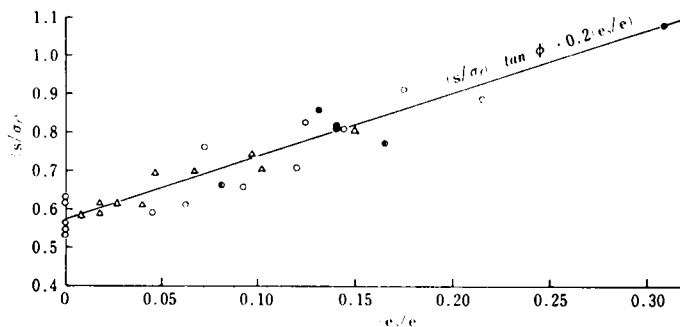


図-4.7 大阪ちゅう積層粘土の  $e_s$  と  $(s/s')$  の関係

表 4・1 せん断試験、条件・結果

No.	先行圧 密圧力 (kg cm <sup>2</sup> )	等潤圧力 (kg cm <sup>2</sup> )	等潤高さ (cm)	$e, e'$	$s$ (kg cm <sup>2</sup> )	$\sigma_f'$ (kg cm <sup>2</sup> )	$s/\sigma_f'$	$\sigma_c$
7	4	0.45	0.043	0.092	0.695	1.060	0.656	$\sigma_c$ 3kg cm <sup>2</sup>
● 8	4.8	0.45	0.065	0.140	0.645	0.790	0.816	
○ 9	4.8	0.175	0.072	0.215	0.581	0.650	0.894	
● 10	6.4	0.175	0.103	0.308	0.538	0.500	1.076	
● 11	3.2	0.3	0.061	0.131	0.468	0.545	0.859	$\sigma_c$ 2
● 12	6.4	0.6	0.066	0.140	0.846	1.050	0.806	$\sigma_c$ 4
1	6	0.07	0.097	0.175	0.590	0.650	0.908	$\sigma_c$ 3kg cm <sup>2</sup>
2	5.5	0.12	0.040	0.072	0.441	0.575	0.767	
2A	5.5	0.2	0.079	0.140	0.660	0.820	0.806	
3	5	0.26	0.067	0.120	0.736	0.998	0.708	
4	5	0.13	0.067	0.122	0.605	0.735	0.824	
5	4	0.4	0.035	0.062	0.800	1.315	0.608	
6	3.5	0.7	0.026	0.045	0.750	1.275	0.588	$\sigma_c$ 2
8A	4	0.07	0.102	0.165	0.315	0.410	0.768	
9A	3	0.33	0.051	0.081	0.585	0.885	0.661	
1'	4	3	0.004	0.008	1.222	2.09	0.583	
2'		2	0.009	0.018	1.105	1.80	0.614	
3'		1.5	0.014	0.027	1.052	1.71	0.616	
4'		1	0.021	0.040	1.006	1.65	0.610	
5'		0.5	0.036	0.067	0.743	1.06	0.701	
6'		0.25	0.054	0.097	0.609	0.82	0.74	
7'		0.125	0.088	0.150	0.514	0.64	0.80	
8'		2	0.009	0.018	1.323	2.25	0.588	
9'		1	0.024	0.047	1.037	1.49	0.696	
10'		0.25	0.055	0.102	0.669	0.95	0.704	

軸の切片値を引けば、 $f(e, e')$  が実験的に求められることになる。図 4・7 は乱さない大阪あめり積層粘土を、一面せん断試験機で圧密等体積せん断した結果である。その下の詳細は表 4・1 に与えられている。図の横軸  $e, e'$  を  $e$  で割っているのは、いろいろな  $e'$  の供試体を比較するとき、 $e'$  の違いによる  $e$  の影響度をそろえるためである。図からわかるように、 $f(e, e')$  は  $e, e'$  の指数関数にならず、むしろつぎの直線関係；

$$s/\sigma_f' = \tan \phi' + 0.2(e, e')$$

であらわされる。指数関数とならない原因は、式 4・7 の第 2 式において、 $e'$  の増大とともに  $C_v$  が大きくなること、および  $\kappa$  が減少することにあると思われる。

また図 4・8 a・b は乱さない大阪あめり積層粘土の圧密非排水三軸圧縮試験の結果を示しているが、やはり  $f(e, e')$  と  $e, e'$  は直線関係にあるようである。

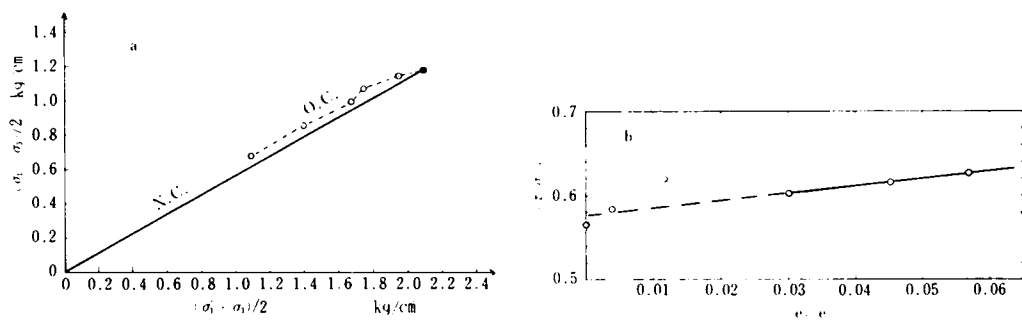


図 4.8 a 大阪のゆる植積粘土の破壊包絡線 b  $e, e_0$  と  $\tau/\sigma'$  の関係

## 4.2 等含水比面内でのクリープ特性\*

**4.2.1 試料および試験方法** 試験は表 4.2 に示す 2 種類の練り返し試料についておこなわれた。供試体の寸法は高さ 8 cm、直径 3.55 cm の円柱形である。

まず、等含水比面内に入る応力条件を求め、るために正規および過圧密状態で力のすみ制御式非排水試験をおこなった。試料 1、試料 2 とも、正規圧密圧力  $2 \text{ Kg/cm}^2$  を  $\sigma_c$  に選び、等方応力状態でこの  $\sigma_c$  を持ったための先行圧密応力  $p_0$  および過圧密状態の圧力  $p$  を、

表 4.2 試料の物理的性質

試料	$w_L$	$w_P$	PI	Clay	Activity
1	63.5	27.4	36.1	30.0	1.20
2	54.0	30.0	24.0	28.0	0.86

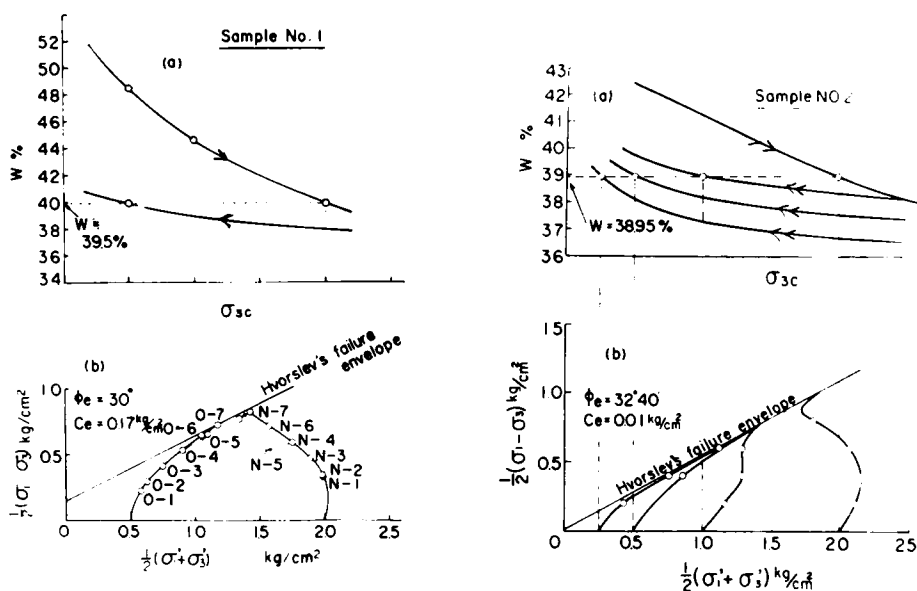


図 4.9 a 等方圧密曲線 b 等含水比面内での非排水経路・排水・クリープの応力条件

\*Shibata and Karube 1969 土質学雑誌 1968

試料 1 では、 $p_0 = 2.8 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $p = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ , 試料 2 では、 $p_0 = 2.5 \rightarrow p = 1$ ,  $p_0 = 3.1 \rightarrow p = 0.5$ ,  $p_0 = 3.8 \rightarrow p = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$  と求めた。つづいて、これらの  $p$  から非排水せん断試験をおこない、有効応力径路を求めた。等方圧密曲線および非排水径路は 図-4・9 の実線で示されている。

つぎに、排水クリープ試験をおこなう応力条件を、図-4・9(b) の丸印のように定め、各供試体に所定の等方圧密履歴を受けさせた後、瞬間的にそれぞれのクリープ応力条件に応力をかえて約 1 週間クリープ試験をおこなった。

**4・2・2 クリープひずみ** 表-4・3はクリープ荷重を載荷する直前の含水比 ( $w_i$ ) と、クリープ終了時の含水比 ( $w_f$ ) をあらわしているが、ほとんど変化していないことがわかる。また、図4・10 および 図4・11 は、クリープ曲線を示している。ただし、

表-4・3 排水クリープ中の含水比

Stress history	Sample No. 1	Sample No. 2
Normally consolidation	$w_i = 39.96\%$ $w_f = 39.45$	$w_i = 39.19\%$ $w_f = 38.99$
Over consolidation	$w_i = 38.89$ $w_f = 39.92$	$w_i = 38.18$ $w_f = 39.43$

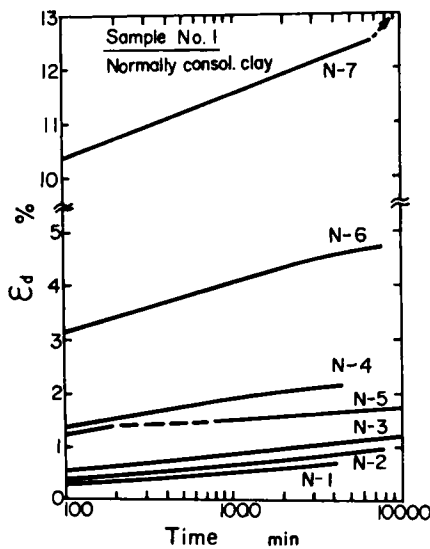


図-4・10 クリープ曲線(試料1)

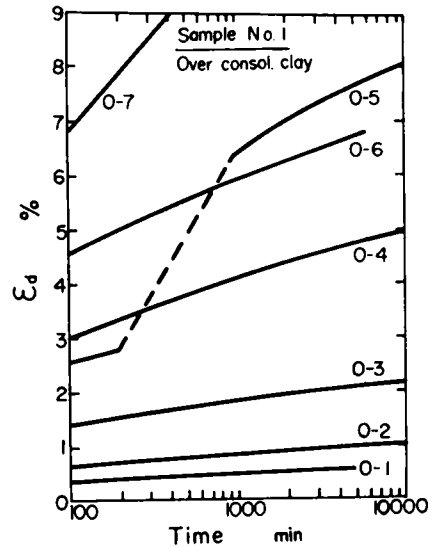


図-4・11 の軸ひずみは、クリープ荷重を載荷した瞬間のひずみを除外してある。

**4・2・3 クリープ降伏応力** 図-4・12 は、試料 1 のクリープ応力と、クリープ速度の関係を表わしている。図中に矢印で示した点でクリープ曲線は明らかに曲っており、村山・柴田(1958)の上限降伏値を表わしているようである。また、過圧密状態のクリープ速さは、上限降伏値以下では正規圧密のものより小さいことがわかる。

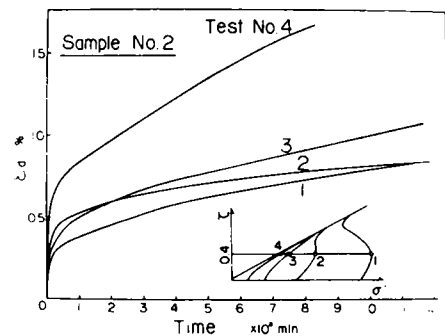


図-4・11 クリープ曲線(試料2,  $\sigma_1 = \sigma_3 = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ )

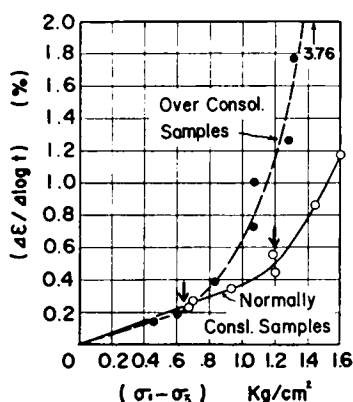


図 4-12 クリープ荷重とクリープ速度の関係(試料 1)

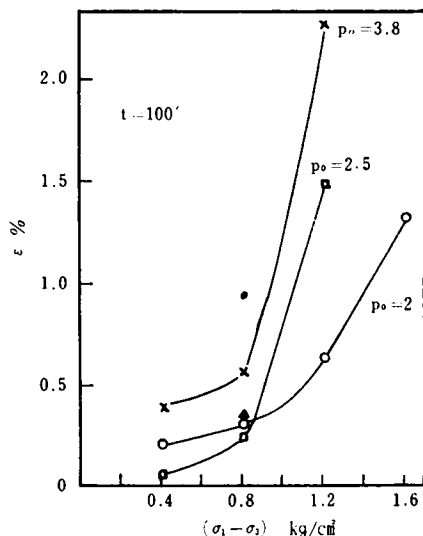


図-4-13 クリープ中の応力ひずみ関係(試料 2)

同様の現象は、試料 2 についてもみられる。

図-4-13 はクリープ時間 100 分における応力・ひずみ関係を示している。試料 2 の場合は、同じ圧密履歴の供試体数が少ないので、上限降伏値ははっきりしないが、そのかわり、等含水比面上に広くクリープ 応力条件が分布しているので、等含水比面上に等クリープひずみ線を描くことができる。図-4-14 は図-4-13 から内挿で求めた等ひずみ速度についても 同様に 図-4-15 ~ 図-4-17 が得られる。

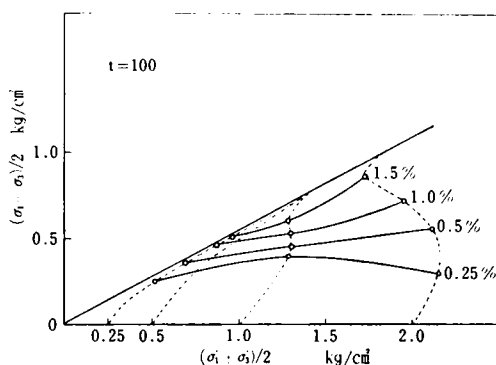


図-4-14 等クリープひずみ線(試料 2)

#### 4-2-4 クリープを支配する要因 図-4-12,

図-4-13 および 図-4-15 は、クリープが主応力差だけでは決まらないことを示している。さらに、図-4-14、図-4-16 および 図-4-17 をみれば、有効応力比がクリープを決めるのは、かなり破壊に近付いてからであることがわかる。そこで試みに、図-4-15 の横軸（主応力差）を先行荷重  $p_0$  で割ると、図-4-18 が得られる。図から明らかなように、すべての圧密履歴の試料に対して共通の  $(\tau/p_0) \sim \dot{\epsilon}$  線が実線のように仮定できる。そして、現在の直応力、あるいは平均応力が小さい試料から順にこの共通線からはなれていく。この分岐点の応力を、もとの主応力差に直してやれば、それぞれの上限降<sup>伏</sup>値が求まるわけである。

図-4-16 や 図-4-17 では、上限降伏値がはっきりしない段階で等クリープ速度線が引かれているが、この図の中に、図-4-18 から得られた上限降伏応力をプロットすると、鎖線のように 1b の直線の上になる。しかもこの線の縦軸の切片は、Hvorslev の  $c_v$  に一致している。いうまでもなく、この鎖線より下側の領域では、クリープは  $(\tau/p_0)$  に支配されており、上側は、破壊線に

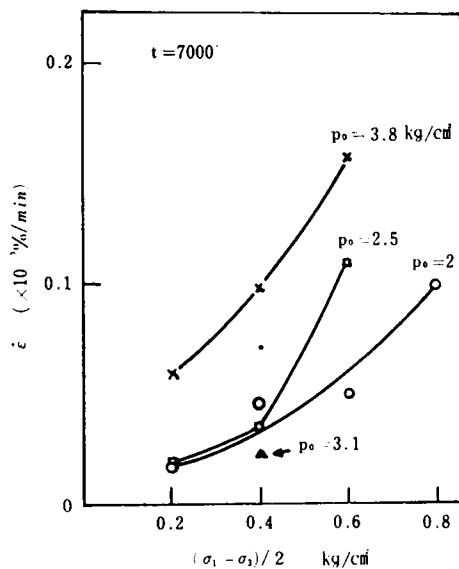


図 4-15 クリープ速度—クリープ荷重の関係 (試料 2)

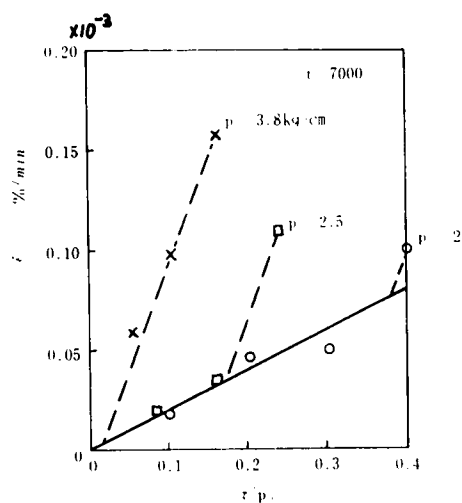


図 4-18 クリープ速度—先行圧密圧力—関係 (試料 2)

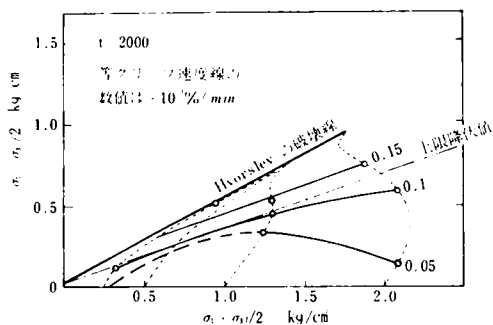


図 4-16 等クリープ速度線 (試料 2)

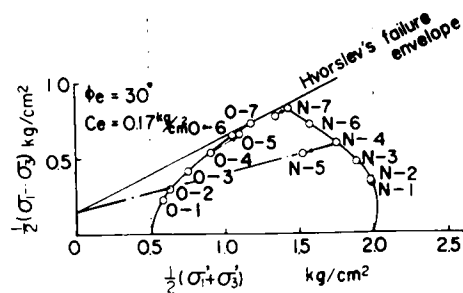


図 4-19 等含水比面内の上限降伏値 (試料 1)

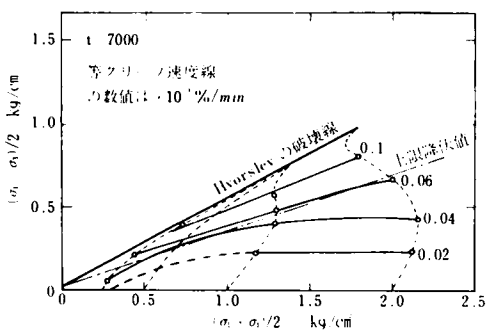


図 4-17 等クリープ速度線 (試料 2)

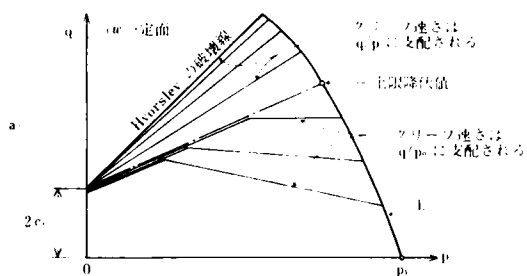


図 4-20 等含水比面内の上限降伏値—等クリープ速度線



付  
近くにしながら、 $\tau$ 、 $\sigma'$  に支配されるようになるわけである

試料1についても、図4・12に示した2つの主限降伏値を等含水比面に移し、2点を直線で結べば、図4・19に示すように、この線はやはり $c_v$ を通ることかわかる

図4・20は、等含水比面内でのクリープ特性の変化と、その境界としての主限降伏値を図式的に示している。主限降伏値は、等含水比面内では、クリープ速度が $\tau$ 、 $p_0$  に支配されるということを示している。したがって、正規圧密粘土においても、主限降伏値までのクリープ速度は圧密圧力 $p_1$ の影響のもとにあるわけである。正規圧密粘土では、現在の有効応力 $p$ と、圧密圧力 $p_1$ の値が近いために必ずしも有効応力 $p$ に支配されているかのように見えるのではなかろうか。このことは、圧密圧力 $p_1$ が等方応力であるだけに、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ 、 $\sigma_3$  応力空間内の応力・ひずみ関係を研究する上で重要である

### 4・3 見かけの先行荷重\*

地盤から採取された試料を圧密試験して先行荷重を求めると、その値が地盤の先行土かぶりより大きい場合がある。図4・21はこのような粘土試料の圧密曲線を示している。この試料の正規圧密線を $a-a$ とすると、地盤内のある点の状態は堆積の進行とともに正規圧密線上を点1から点2へと移動するものとする。2の状態が長期間経過した後、サンプリングされて室内圧密試験が行なわれると、試料の状態は点3から点5へと移動する。この際、圧密曲線は点2で曲がらず、少し大きい荷重のところまで急激に曲がり、あたかも先行荷重が点4であったかのようになる。点2と点4の横距の差は、圧密の時間効果をあらわしていると思われる。以下に、この時間効果を実験的に求めた結果を述べる

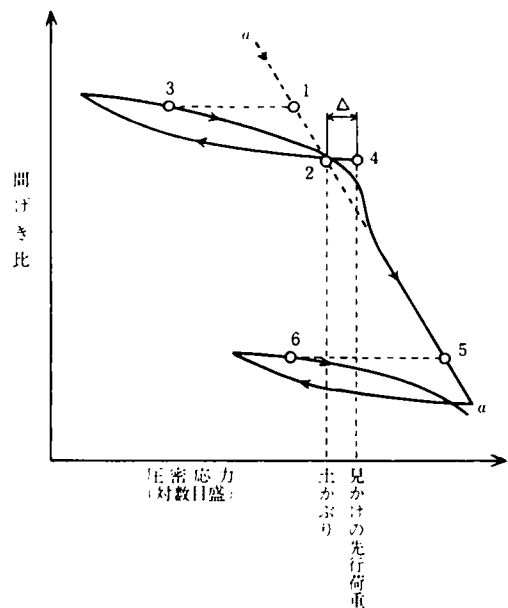


図4・21 セメント作用の圧密曲線に与える影響

**4・3・1 試料および圧密等体積試験** 試料は大阪大正港の地表面下17～18mからシンワールサンフラーで採取された乱さない粘土で、物理的性質は、自然含水比53～58%、 $w_L$  75～79%、 $w_P$  24～32%、 $G_s$  2.65、粘土分46～48%である。この試料から、直径6cm、厚さ12mmの円盤形供試体を切り出し、一面せん断試験機で圧密等体積試験をおこなった。図4・22の丸印は圧密終了後の圧密圧縮量を示している。図中の1印は圧密圧力を段階的に増加させた供試体の値の範囲をあらわしている。図4・23は等体積せん断中の応力経路をあらわしており、矢印および丸印

\*軽部・大隅(1970)

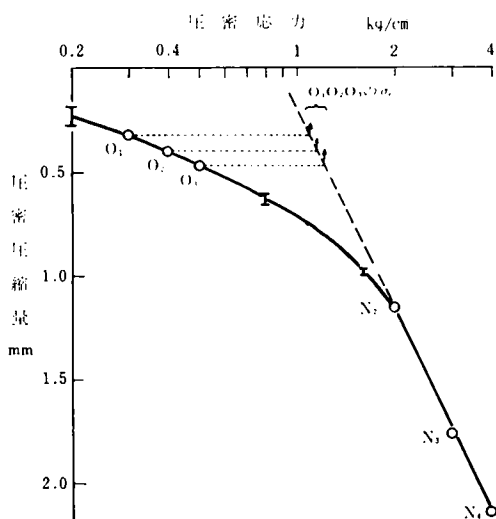


図-4-22 等体積せん断に先立つ圧密の状態  
(見かけ先行荷重 $\sigma_v=1.7\text{kg/cm}^2$ )

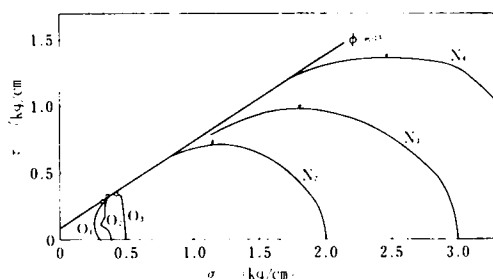


図 4-23 等体積せん断中の応力経路

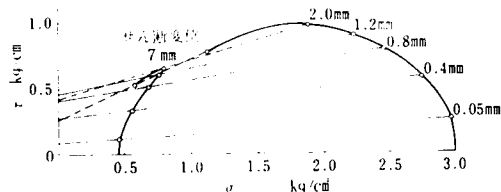


図 4-24 等含水比面上の等せん断変位線  
( $\sigma_v$  3kg/cm<sup>2</sup>)

はせん断応力の最大値を示している。

**4-3-2 等せん断変位線の性質** ここで Hvorslev の破壊線を考えると、それは等含水比面上で破壊応力を連ねたものである。同様に、あるせん断変位における応力を等含水比面にプロットすると、それは等せん断変位線となる。図 4-24 は、図 4-21 の点 5 と点 6 で示したような等しい間けき比 (含水比) の正規圧密と過圧密の供試体の等せん断変位線をあらわしている。図 4-24 は等価圧密圧力  $\sigma_v=3\text{kg/cm}^2$  の場合を示しているが、 $\sigma_v$  2kg/cm<sup>2</sup> および 4kg/cm<sup>2</sup> についても同様の図が得られる。図 4-25 は、横軸にせん

断変位をとり、縦軸に図 (a) では等せん断変位線の勾配  $\tan\phi_m$  をとり、図 (b) では縦軸切片  $c_m$  をとって、せん断の進行にともなう各成分の変動を示したものである。図からわかるように  $\tan\phi_m$  は  $\sigma_v$  の影響を受けないが、 $c_m$  は影響を受ける。そこで、 $c_m$  を ( $\sigma_v \div 0.4\text{kg/cm}^2$ ) で割ると、図 4-26 の曲線群のようにほぼ 1 本にまとめ、粘着成分が標準化される。

**4-3-3 圧密の時間効果の推定** 図 4-24 および図 4-25 は見かけの先行荷重以上の荷重のもとで圧密した供試体の等せん断変位線である。それでは、同様の等せん断変位線を見かけの先行荷重より小さい圧密圧力 (たとえば 図 4-21 の

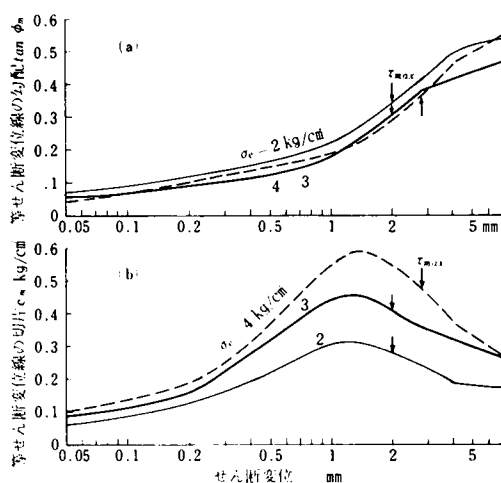


図 4-25 等せん断変位線の性質

点1および3)のもとで等体積せん断した結果について引くことは可能であろうか。図4・22および図4・23のO<sub>1</sub>~O<sub>3</sub>はサンプリングによって過圧密になった試料の試験結果であるが、等含水比面内で等せん断変位線を求めるには、対応する正規圧密状態(図4・22参照)のせん断試験結果が必要であるが、これを直接得ることはできない。

ところで、圧密の時間効果はセメント物質が粘土中にできるためとされているので、供試体

の圧密圧力が先行荷重より小さくても $\phi_m$ は変化しないであろう。そこで、図4・25(a)から適当なせん断変位ごとに $\tan\phi_m$ を読みとり、図4・23中の供試体O<sub>1</sub>~O<sub>3</sub>の応力経路上の対応するせん断変位点を通して勾配 $\tan\phi_m$ の直線を引き、縦軸切片を求めると、これが $c_m$ となっている。また図4・22の点O<sub>1</sub>~O<sub>3</sub>を通る等含水比線(等圧密縮量線)と正規圧密線a-aの交点の横座標はそれぞれの供試体の $\sigma_c$ となっているので、先に求めた $c_m$ を $(\sigma_c + 0.4 \text{ kg/cm}^2)$ で割れば、先行荷重以下の圧密圧力に対する標準化された粘着成分が得られる。図4・26のプロットは、このようにして標準化された粘着成分とせん断変位の関係を示している。O<sub>1</sub>~O<sub>3</sub>の粘着成分は、せん断開始時から最大せん断応力付近まで他より大きい、その後はばらつきの範囲に入ってしまう。

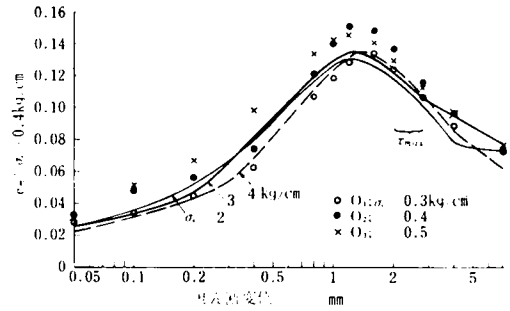


図4・26  $c_m$  の標準化

図4・27は各試験のせん断変位1.2mmにおける $c_m$ と $\sigma_c$ の関係をあらわしている。先行荷重より大きな圧密圧力を受けた供試体の $c_m$ は1本の直線に乗るが、先行荷重より小さい圧密圧力を受けた供試体の $c_m$ はこの直線より上方に出ている。そこで両者の横距の差をとればこれが圧密の時間効果をあらわすと思われる。この実験では時間効果は $0.33 \text{ kg/cm}^2$ の等価圧密圧力に相当していることがわかる。

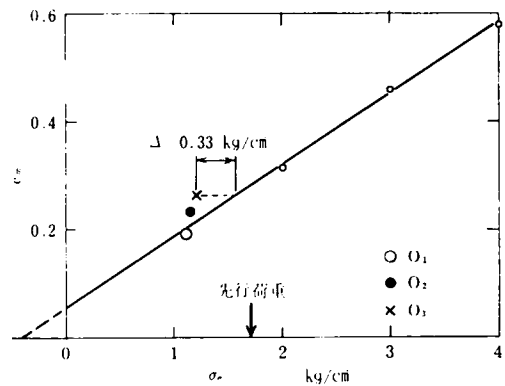


図4・27 自然堆積粘土の圧密時間効果

#### 4・4 ま と め

Hvorslev は正規圧密状態と過圧密状態の破壊応力の条件を連続的にあらわすために等含水比面を用いた。第3節では、これを拡張して等含水比面内に等せん断変位線を描き、これを利用して乱さない自然堆積粘土の圧密時間効果を推定した。第2節では等含水比面上に上限降伏応力線を定義し、上限降伏応力以下の応力によるクリープは $(\tau/p_0)$ に支配されるため、等含水比面内でクリープひずみを論ずることは適当でないことを暗示した。ただし $p_0$ は先行圧密応力である。

第1節では、Hvorslev の破壊応力条件が、等含水比面を離れて粘土構造の関数として表現で

きることを示した。この場合、粘土構造の指標は、先行圧密応力における間げき比（あるいは含水比）とせん断時の間げき比の差である。この章では、全体として粘土の構成方程式には必ずしも等含水比面が含まれなくてもよく、むしろ先行圧密応力が有効応力とともに重要な役割を果たすであろうことを指摘した。

## 第 5 章 土質試験結果の安定解析への適用

5・1	安定解析法の現状と問題点	111
5・2	安定解析の方針	113
5・3	必要安全率	113
5・3・1	変形条件	113
5・3・2	せん断時間	114
5・3・3	せん断変位の一意性	116
5・3・4	必要安全率	116
5・4	破壊確率の導入	117
5・5	破壊確率に関する諸問題	118
5・5・1	地盤を連続土層と見なす判定規準	118
5・5・2	安定計算結果に影響する土質定数	118
5・6	アースダムの破壊確率	119
5・6・1	土質条件	119
5・6・2	常時の安定計算および破壊確率	120
5・6・3	地震時の安定計算および破壊確率	121
5・6・4	計算結果	122
5・7	ま と め	127

### 5・1 安定解析法の現状と問題点

土質構造物の設計に際して、安定解析は重要な位置を占めている。しかし、現在おこなわれている安定解析には、2つの大きい問題点がある。その1つは、構造物を建設する計画の段階で地質・土質調査の役割が確立されておらず、経済性の検討から抜けおちていることである。松尾・黒田（1972）は地盤条件とそれに適した調査方法および規模の決定を研究しているが、研究の目的は建設計画全体の経済性を主としたものではない。

第2の問題点は、安定解析結果をあらわす「安全率」が、構造物の破壊確率を与えていないことである。この点に関しては、松尾・黒田の一連の研究がある（たとえば、Matsuo and

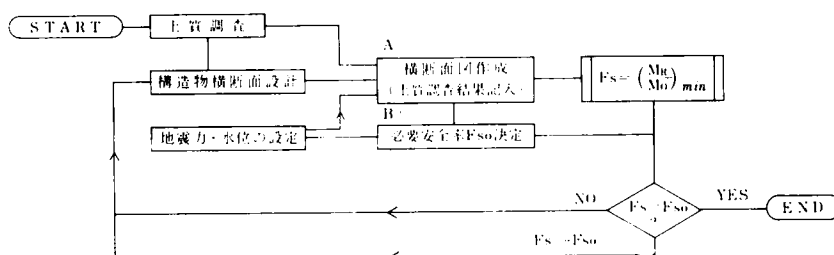
Kuroda ; 1974)。

しかし、これらの問題は重要ではあるが、上のせん断特性を主題としている本論文の中で全面的に論ずることはできない。これまで述べてきた 1 ～ 4 章に関連した安定解析上の問題を扱うとすれば、おのずからその範囲は、ある設計断面について行なわれた土質調査の結果から破壊確率を求める手法と、その計算に際して必要な土質力学上の諸検討に限られる。

さて、斜面の安定解析は、斜面内に連続したすべり面を試行的に仮定し、その面より上の土塊が重力などの体積力によってすべり面に沿ってすべり落ちようとする力と、このときに発揮される上のせん断抵抗力の比を計算するという形でおこなわれる。斜面が粘性土で構成されている場合は、すべり面は 2 次元的な円弧となることが多いので、試行円の中心に関する転倒モーメント  $M_o$  とせん断抵抗モーメント  $M_R$  の比をとり、その斜面の安全率  $F_s$  をつぎのように定義している。

$$F_s = \left( \frac{M_R}{M_o} \right)_{min} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 $( )_{min}$  は、すべての試行円のうちの最小値をあらわしている。式 (5.1) は  $M_o$  や  $M_R$  の数値が正しければ斜面のすべり破壊に対する安全率をあらわすと思われるが、 $M_o$  や  $M_R$  は土質調査結果や斜面に対する外的条件（地震波、水位など）の仮定などを通じて推定された値であるから、安定解析手法の全体をみないと安全率の信頼性はわからない。図表-5.1 は、通常おこ



図表 5.1 安定解析の流れ図

なわれる構造物（斜面）の安定解析の手法を示している。まず構造物の目的に従って、土質調査の結果も見ながら構造物の横断面が設計される。それとは別に、地域性や構造物の重要性を考慮して地震力や水位が設定される。これらが、一枚の横断面図にまとめられ、それにもとずいて、式 (5.1) の安定計算がおこなわれる。

一方、地震力や、土質調査結果あるいは構造物の重要性などを勘案して、その構造物に必要な安全率  $F_{so}$  が決定され、式 (5.1) の計算結果と比較される。式 (5.1) の  $F_s$  が必要安全率  $F_{so}$  より少し大きくなっておれば、安定解析は終了し、 $F_{so}$  より小さかったり、ずっと大きかったりすれば、もう一度構造物の設計をやり直す。

このような安定解析の作業の中で、問題が多いのは、図中に記号 A, B で示した部分である。すなわち、(A) では、断面内に散在している土質調査点の調査結果をどのようにして断面全体

にひろげるか、が問題である。(B)で考慮すべき要素は多岐にわたっているので、通常は公的機関が定めた「基準」や「指針」の数値をそのまま用いているようであるが、これらの規定は一般的であって個々の設計に対して適当であるかどうかはわからない。

## 5.2 安定解析の方針

**図表5.1**に関連して指摘した現行の安定解析法上の問題点のうち、土質力学的に取扱えるのは(B)の必要安全率の設定方法である。

もし、現地のせん断条件と土質調査の際に試料に与えられたせん断条件が同じならば、必要安全率は1に等しい。いいかえれば、必要安全率は、土質試験結果を現地の条件に合わせるための補正係数である。次節3においてこの検討をおこなう。

一方、土質調査は、連続した現地盤(母集団)から、とびとびに採取された試料について行なわれるのであるから、土質試験から得られる土の諸定数が母集団のそれとずれている可能性がある。したがって土質試験から得られた土の諸定数を用いてちょうど必要安全率を満たすように構造物を設計すれば、その構造物は標本値が母集団の値より危険側にずれている可能性に等しい破壊確率を持つことになる。第4節ではこのような考え方から導かれる破壊確率について述べる。第5節では、安定解析を実際におこなうについての諸問題を検討し、第6節では実際のアースダムの改築設計を破壊確率を用いて検討した計算例をのべる。

## 5.3 必要安全率

ここでは、土質試験結果のばらつきなどは一切考慮する必要はなく、現地のせん断条件と室内試験の条件の差を明らかにし、その差に起因する結果の差を求めればよい。**表 5.1**はこのような比較を示している。以下にそれぞれの項について差の大きさを検討する。

**5.3.1 変形条件** 斜面は一般に堤状であるから、すべりは巨視的には平面変形状態で起るし

**表-5.1** 現地条件と試験条件の比較

番号	条 件	現 地 条 件	室内試験条件および設計条件
(1)	変 形 条 件	平面変形(?)	<div> <div>圧縮試験：軸対称</div> <div>直接せん断：平面変形</div> </div>
(2)	せん断時 間	<div>           平常時：クリーフ破壊            水位急降下：クリーフ(?)            地震時：動的強度         </div>	<div>           ひずみ制御式による            連続変位         </div>
(3)	せん断変位の様性	局部破壊が進行	<div>           引張り亀裂以外は            全般的破壊と仮定する         </div>

たがって、圧密非排水（あるいは排水）三軸圧縮試験結果を適用するならば、3・4にシリーズ1の試験事実により9%～20%、強く見積ってもよい。一面せん断試験の場合は変形条件は等しい。

**5・3・2 せん断時間** 通常の室内試験は、圧縮試験ならば軸方向に毎分1%、一面せん断試験ならば毎分1mm程度の速さでせん断変位させる。それに対して、現地の条件は、水位急降下の場合でも数時間を要するから、地震時以外は、クリーフ破壊をひき起すと考えられる。

表5・2は、大阪港付近の地表面下9m～19mからシンウォールサンフラーで採取された試料によるクリーフ試験および一軸圧縮試験の結果である（軽部・安井；1971）。図5・1は、この試験に用いたクリーフ・一軸圧縮両用試験機の略図である。試験の方法は、まず試料は長さ約10cmのブロックを1単位とし、これを2分割して、高さ4cm、直径3.5cmの供試体を2個切り出し、1個は一軸圧縮試験にあて、他はクリーフ試験にあてる。いずれの試験においても、供試体高さが小さいので、供試体の両端面にシリコングリースを塗ったゴム膜をはりつけ、摩擦を軽減

表 5・2 クリーフおよび一軸圧縮試験結果

試料 No.	$\sigma$ $q_u$	$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$t_f$ (h)	$q_u$ $q_u$
1	0.9	0.566	1.1	不 能
2	"	0.744	0.1	"
3	0.8	0.577	1.25	"
4	"	0.662	5.5～6	"
5	"	0.726	3～3.5	"
6	"	0.824	1～1.5	"
7	0.78	0.561	4.5～5	"
8	"	0.788	6.5～7	"
9	"	0.846	6.5～7	"
10	0.765	1.159	7.5～8	"
11	"	1.204	*	0.950
12	"	0.721	*	0.920
13	0.75	0.697	*	0.865
14	0.74	1.064	*	0.878
15	0.7	0.920	*	0.893
16	"	1.010	*	0.899
17	"	1.064	*	1.000
18	"	1.285	*	0.988

\*24時間以上

させた。表5・2の $q_u$ 欄は一軸圧縮試験結果を示している。クリーフ試験は、先に求められた $q_u$ 値の70%～90%の荷重でおこなった。表の $\sigma$   $q_u$ はこの比を示しており、 $t_f$ の欄はクリーフ破壊に要した時間をあらわしている。クリーフ破壊の定義は、クリーフ変位速さが一軸圧縮試験の圧縮速さ、1.25% minに等しくなる時点。ただし、載荷直後を除くとした。クリーフ荷重を24時間作用させても破壊しなかった供試

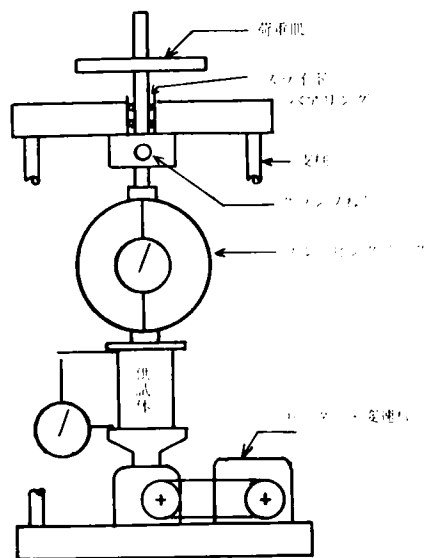


図 5・1 一軸圧縮・クリーフ試験機



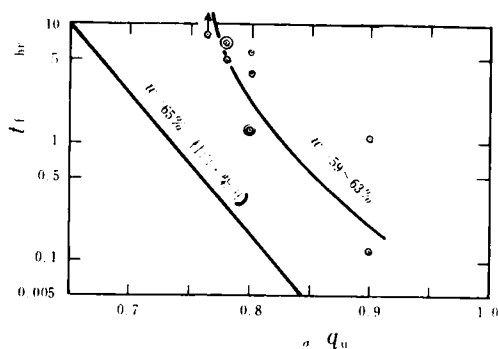


図 5.2 クリープ荷重と破壊時間の関係

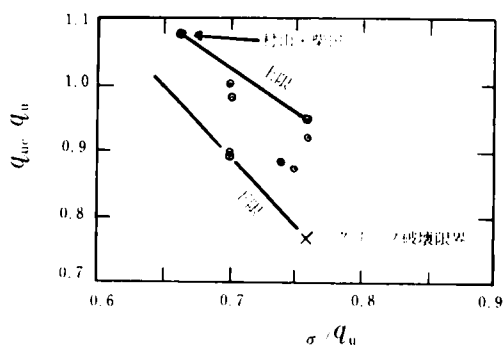


図 5.3 クリープ荷重とクリープ後圧縮強さの関係

体は、ひきつづいて一軸圧縮試験された。使用した試験機（図5.1）は、荷重皿に所定の荷重をのせ、クランプねじをはずせばクリープ試験ができ、クランプねじを締めて、モーターを動かすとひずみ制御式の一軸圧縮試験ができる構造になっているので、クリープ試験から連続的に一軸圧縮試験に移行できる。表中の  $q_{ur}$  はクリープ後の一軸圧縮強度をあらわしている。図5.2は、クリープ荷重と破壊時間の関係を示している。ただし、クリープ荷重は一軸圧縮強度に対する割合で示されている。プロットはばらついているが、 $(\sigma q_u)$  が 0.75 のところで  $t_f$  が無限大となることがうかがわれる。また、図中の直線は村山・柴田（1958）の結果である。図5.3は、クリープ破壊しなかった供試体のクリープ後圧縮強度をクリープ荷重に対してプロットしたものである。全体としてクリープ後強度はクリープさせなかった供試体の強度度下まわっている。村山・柴田は、土限降伏値以下のクリープ荷重を受けた試料は強度を約10%増大させるという実験結果を得ている。図5.3中の・印はクリープ破壊をおこした限界の荷重比（したがって、 $(q_{ur}/q_u) = (\sigma q_u)$ ）をあらわしている。試験結果のプロットは、黒丸印で表わした村山・柴田の結果と×印を結ぶ直線のまわりに分布しているようにも見える。

さて、1個の試料塊から切り出された供試体を同じ荷重条件のもとでクリープ試験するときその破壊時間がかなりばらつくことは一般の材料で認められており、したがって、地盤を構成する粘土質においてもばらつきは本質的に起るであろう。しかし、安定解析において問題となるのは、事実上無限大といえるクリープ時間後に、統計的に扱える程度の割合で破壊するものとしえないものが存在する場合である。すなわち、図5.4は、横軸にクリープ時間とり、縦軸に、ある荷重のもとでクリープ破壊を起こす確率と、その累計をとったものである。クリープ

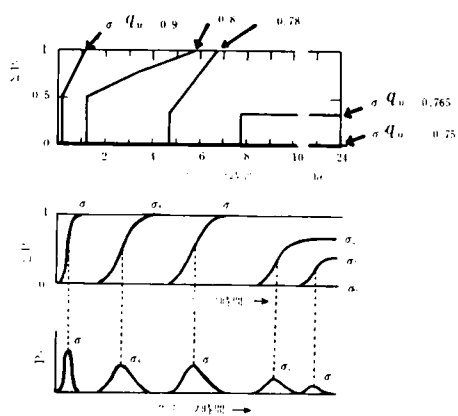


図 5.4 (a) クリープ時間と累積破壊率  
(b) クリープ破壊の概念図

荷重  $\sigma$  が図-(b) の  $\sigma_3$  のように大きいときは、短い経過時間で100%壊れてしまう。状況は  $\sigma_3$  まで続く、ところが、 $\sigma_3$  より少し小さい  $\sigma_2$  でクリープ試験をおこなうと、無限大時間後にもわずかではあるが破壊しない供試体があられる。 $\sigma_2$  よりもう少し小さい荷重のもとではこの割合はもっと増加する、というように、クリープ荷重の大きさと無限大時間後の破壊割合が、かなり広い荷重範囲にわたってクリープ荷重の連続関数で出現するようであれば、破壊応力そのものが確率で与えられることになってしまう。図-5・4(a)は、表-5・2の実験結果をクリープ荷重ごとにクリープ時間と累積破壊率の関係にプロットしたものである。 $(\sigma/q_u)=0.765$  のとき24時間以内に1個破壊し、他の2個は壊れなかったので、クリープ強さは確率現象のように見えるが、その前後の荷重、すなわち  $(\sigma/q_u)=0.78$  では100%破壊し、0.75 以下では全く破壊が起っていないので、実用上は、クリープ強さは一軸圧縮試験による  $q_u$  の75%としてよい。一方、粘性土の動的強度については、Lee and Seed (1967) の研究によれば、強度低下は考えなくてよい。

**5・3・3 セン断変位の一様性** 斜面は、背面に引張り亀裂ができ、つづいてのり先から破壊が進行するといわれている。設計計算においてこの影響をとり入れることは不可能に近い。しかし、局部破壊と全般破壊ですべり抵抗に差がでるのは、図-5・5に示す2つの典型的な応力・ひずみ曲線のうちのbの場合であって、aのように大きなひずみまでピーク強度を維持する場合はせん断変位の一様性はあまり問題ではない。

せん断変位の一様性の問題に関連して、供試体の応力・ひずみ曲線の形のばらつきの問題がある。図-5・6(a)は、大阪市大正区で採取された一連の乱さない試料の一軸圧縮試験結果である(軽部・井上; 1970)。斜面から採取された試料の応力・ひずみ関係もこのようにばらついているとすれば、すべり面上で発揮される抵抗は、一軸強度の単純な平均値とはならない。図-5・6(b)の曲線は、このような曲線の形のばらつきによるせん断抵抗力の低下を評価するために、図-(a)の各曲線の  $q_u$  値が1となるように応力軸の縮尺をかえ、それらを重ね合せたものである。図からわかるように、この場合、せん断抵抗力は、 $q_u$  の平均値の95%しか発揮されない。

**5・3・4 必要安全率** 以上の検討から必要安全率を決定するとすれば、つぎのようになるであろう。

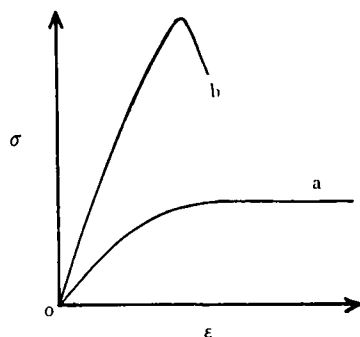


図-5・5 応力・ひずみ曲線の形状

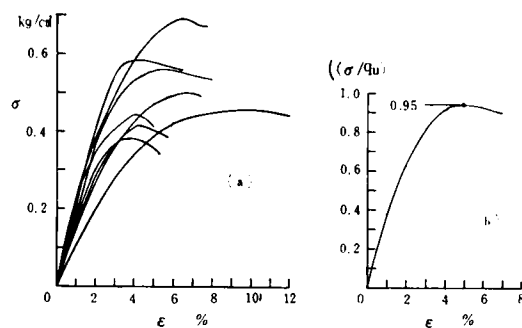


図-5・6 応力・ひずみ曲線の形状のばらつき

①平常時および水位急降下時：せん断強さを一軸圧縮試験や三軸圧縮試験で求めたときは、変形条件の差により約10%の強度増加を見込める。しかし、設計計算では、せん断変位の一樣性を仮定するから、危険側となる。一面せん断試験の場合は、平面変形条件であるので強度増加は見込めないが、反面、この試験はひずみの分布が一樣でないので、設計計算にせん断変位の一樣性を仮定しても自動的に補正される傾向にある。そこで、室内試験の方法を問わず、変形条件と、せん断変位の一樣性の問題を一括して扱い、この部分での必要安全率を1とする。せん断時間については、クリープ強度を考えるから、この部分の必要安全率は(1/0.75)となる。応力・ひずみ曲線の形状のばらつきについては、サンプリング時の乱れが支配的であり、事実、繰り返し土の応力・ひずみ曲線はばらつきが少ないということも考え合わせ、考慮しないことにする。結局必要安全率は、 $F_{so} = (1/0.75) = 1.333$  となる。

②地震時：変形条件および局部破壊については①と同様に一括して扱う。動的強度は静的強度を下まわらないから、この部分に対しても必要安全率は1でよい。結局、地震時の必要安全率は、 $F_{so} = 1$  となる。

#### 5.4 破壊確率の導入

ある母集団からランダムに採取されたサンプルの性質を調べ、それをもとにして母集団の性質を推定する場合を考える。簡単のために対象としている性質は数値で表わせるものとしておく。いま、数値は正規分布をしているとすれば、母集団の平均値の最確値は標本平均に等しいが、もちろん標本平均と母平均がずれている可能性はある(図5.7)。標本平均が母平均より $\Delta x$ だけ大きい確率は、

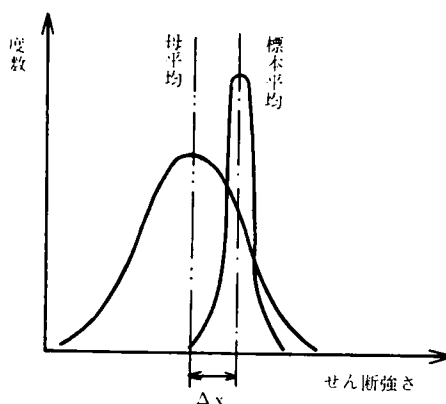


図 5.7 母平均と標本平均のずれ

$$P = \int_{D(x)}^{\infty} \phi(t) dt \dots\dots\dots (5.2)$$

$$\text{ただし、} D(x) = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n(n-1)}} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 $x$  はサンプルの個々の数値であり、 $\bar{x}$  は標本平均、 $n$  は標本の個数、したがって  $D(x)$  は標本の不偏分散である。また  $\phi(t)$  は標準正規分布関数である。

ここで簡単のために、安定解析に関係のある地盤の諸性質のうちで確率変数は、地盤のせん断強度のみであると仮定し、この標本平均を  $x$  であらわすと、標本平均を用いて計算した安全率は

$$F_s = F(x) \dots\dots\dots (5.4)$$

ただし、式(5・4)は、安定解析の式をあらわす。つぎに  $x$  のかわりに  $(x - \bar{J}x)$  を用いたとき

$$F(x - \bar{J}x) = F_{so} \dots\dots\dots (5・5)$$

になったとしよう。ここに  $F_{so}$  は前節で求めた必要安全率である。したがって、母平均が  $(x - \bar{J}x)$  であるならば、現地盤はすべり出してもおかしくないわけであり、その意味で、母平均が  $(x - \bar{J}x)$  である確率は破壊確率を与えるといえる。一方、母平均が標本平均より  $\bar{J}x$  だけ小さい確率は式(5・2)および式(5・3)で与えられているから、結局、式(5・5)を満たす  $\bar{J}x$  を式(5・2)および式(5・3)に代入すれば現地盤の破壊確率が求められることになる。

## 5・5 破壊確率に関する諸問題

前節では、何のこともなしに、地盤のせん断強度の平均値で安定計算がおこなえると仮定したが、地盤のせん断強度は一般に深さ方向に増加し、しかも成層地盤では地盤のせん断強度は不連続的に変化する。一方、すべり面は、ある限られた深さまでしかとどかないために、一般的な「地盤のせん断強度の平均値」は安定解析に用いられない。したがって、①せん断強度の深さ方向の変化を連続関数で近似し、②せん断強度がとくに不連続となる深さについては、その部分を独立した関数に近似しておく必要がある。

さらに、前節では、確率変数をせん断強度のみに限ったが、他の諸値も確率変数であろう。したがって、使用される安定解析の式に即して、他の諸値の影響を検討しなければならない。以下、これらの諸問題を検討する。

**5・5・1 地盤を連続土層と見なす判定規準** 連続な地盤は一般に深さとともに直線的に強度が増大している。図5・8・a)は Nakase (1967)による測定例である。直線分布を仮定して、回帰直線をあてはめると図中の実線のようなのであるが、たとえば深度10mの測定値は回帰直線よりかなり  $q_u$  が低い。そこで、この層を独立の地層と見なすかどうか問題となる。

図5・8・b)のフロットは、a)の各深さごとの  $q_u$  の平均値と回帰直線の値の差を示している(軽部・井上; 1970)。この差がある限界値を超えると、独立した地層とみなすことにすれば、客観的な「限界値」を設定する必要がある。ここでは、各深さの  $q_u$  値の不偏分散を求め、有意水準5%で検定した。図中の矢印の範囲をこえて平均値のフロットが外側に出れば、その差は5%の有意水準で有意であり、独立の層として分離される。

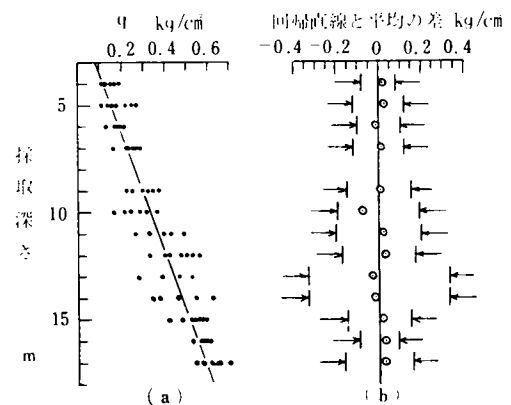


図5・8 (a)せん断強度の深さ方向の分布  
(b)回帰直線からみればの検定

## 5・5・2 安定計算結果に影響する土質定数

安定計算の式は多数提案されているが、簡便法

を例示すると

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\sum W \sin \alpha} \left[ \sum \frac{W}{\sin \alpha} u \cos \alpha \right] + \sum c' l \quad \dots\dots\dots 5.6$$

ここに、 $\alpha$  は、図 5.9 を参考にして、すべり土塊のスライス底面と水平面のなす角度であり、 $l$  はスライス底面の長さ、 $W$  はスライスの重量、 $u$  はスライス底面に作用する間けき水圧、 $\phi'$  および  $c'$  は強度定数である。もし、 $\phi = 0$  法を用いる場合は  $\phi' = 0$  とおけばよい。

式 (5.6) において、スライスの重量  $W$  は土の単位重量  $\gamma$  とスライスの体積の積であるから、 $\gamma$  の値は安定計算結果に影響する。したがって  $\gamma$  の深さ方向の分布を直線回帰などで求めておく必要があるが、その分散は式 (5.6) の  $W$  が総和の形で入っているので計算結果にあまり影響しない。また、間けき水圧  $u$  は、実際上多くの測定点で測定できないので確率変数として与えられていないことが多い。したがって、土のせん断強度だけを確率変数として扱えばよい。

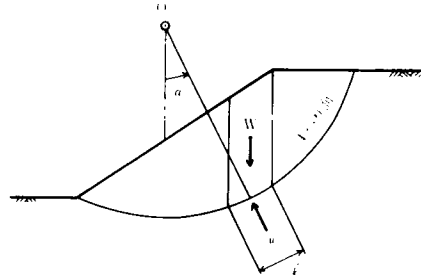


図 5.9 簡便法に計算に必要な要素

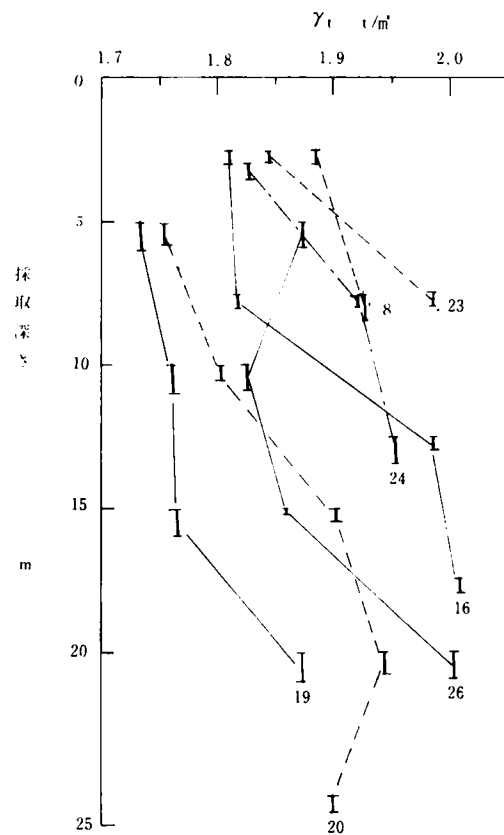


図 5.10 湿潤密度分布

## 5.6 アースダムの破壊確率

ある治水用アースダムで、嵩上げ計画がなされた。安定計算は、①現状の安定性②嵩上げ後の貯水池側斜面の安定、を検討するために行なわれた。外的条件は、つぎのようである。

現状：常時満水位，水平震度 0 ～ 0.25。

嵩上げ後：中間水位，常時満水位から中間水位へ水位急降下，水平震度 0 ～ 0.25。

**5.6.1 土質条件** 嵩上げ計画であるので、サンプリングはおもに堤体上でおこなわれた。堤体は付近の山土を使用しており、嵩上げ用の土も同様に付近の山土を使用する予定であるので両者は同じ性質を持つと仮定できる。図 5.10

は採取深さと湿潤密度  $\gamma_t$  の関係を示している。ボーリングNoごとに見ると  $\gamma_t$  は深さ方向に増加しているが、全体としてみれば、あまり顕著な増加傾向を示していないので、安定計算には総平均  $1.87t/m^3$  を用いた。図-5・11 は非圧密非排水試験 (UU 試験) の結果である。ただし、横軸が  $\sigma'$  になっているのは、 $\sigma'$  として現在の土かぶり圧をとったときに示す UU 試験のせん断強度を  $\tau$  軸にプロットしたためである。

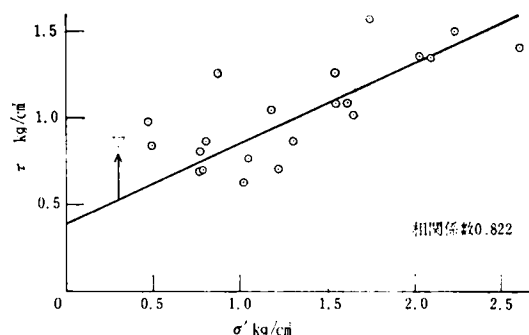


図 5・11 既設堤体のせん断強度のばらつき

したがって、図中の直線は UU 試験の破壊包絡線とは無関係であり、 $\sigma' \sim \tau$  プロットの回帰直線である。回帰直線からのプロットの散らばりを見ると  $\sigma'$  と無関係であるから、 $\tan \phi' = 0.4604 = \text{一定}$  とし、 $c'$  のみがばらついていると仮定した。回帰直線からの  $c'$  のばらつきを図の矢印の向きに  $\Delta$  としてとると、 $\Delta$  の分布状況は図-5・12 に示すように  $\Delta = 0$  に関して左右非対称に分布することがわかった。しかし、 $\Delta$  の総和は  $-0.2t/m^2$  であるので、 $c'$  の平均値は回帰直線と一致しているとみてよい。 $c'$  の回帰直線に対する不偏分散は、式 (5・3) より  $D(c) = 0.417t/m^2$  と計算された。

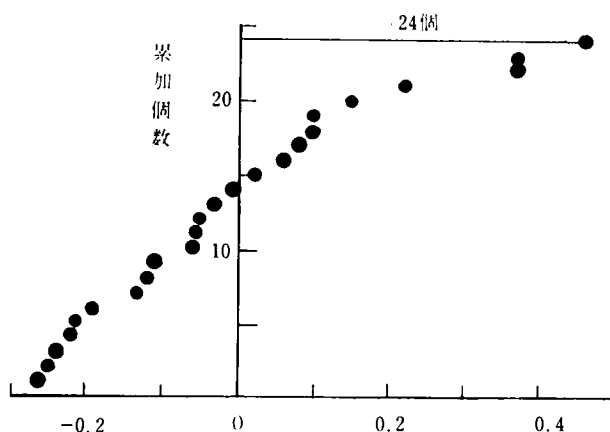


図 5・12  $\Delta$  の分布状況

**5・6・2 常時の安定計算および破壊確率** アースダムの嵩上げ高さは 5 m 程度であり、緩速で施工されるので施工直後の安定計算は除外した。したがって、安定計算の式 (5・6) の間げき水圧は、定常状態における等ポテンシャル線および水位急降下時の等ポテンシャル線から読みとった値のみを用いた。水位急降下時の等ポテンシャル線は、赤井 (1969) の考え方によった。破壊確率は、それぞれの水位条件下で式 (5・6) によって求められた限界円に対して求めた。すなわち、式 (5・5) より

$$F_{so} = \frac{\tan \phi' \{ \sum (W - u) \cos \alpha \} + \sum (c' - \Delta c) l}{\sum W \sin \alpha}$$

ところが

$$F_s = \frac{\tan \phi' \{ \sum (W - u) \cos \alpha \} + \sum c' l}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (5.6 \text{ bis})$$

であるから、

$$\Delta c = \frac{\sum W \sin \alpha}{\sum l} (F_s - F_{so}) \dots\dots\dots (5.7)$$

ここに、 $F_{so}$  は、本章 3, 4 で、1.333 と与えられているから、結局、平常時（水位急降下含む）の  $\Delta c$  は

$$\Delta c = \frac{\sum W \sin \alpha}{\sum l} (F_s - 1.333) \dots\dots\dots (5.7a)$$

**5.6.3 地震時の安定計算および破壊確率** 地震動の周期は圧密速度に比べて大きいから、もし地震動によって間げき水圧が発生すれば、過剰間げき水圧となる。図-5.13 は UU 試験中に発生した間げき水圧  $\Delta u$  を、せん断前の有効応力

$\sigma_3'$  に対してプロットしたものである。プロットのばらつきは、供試体の飽和度のばらつきを示しているのであろう。 $\sigma_3'$  と  $\Delta u$  の関係を図中の破線で表わせれば、 $\Delta u = 0.15 \sigma_3'$  となる。この関係をすべり面に適用し

$$\Delta u = 0.15 \sigma_N'$$

と仮定すれば、せん断抵抗角は

$$\begin{aligned} (\tan \phi')_{\text{地震時}} &= \frac{(\tan \phi')_{\text{平常時}}}{1.15} \\ &= 0.400 \end{aligned}$$

となる。したがって地震時の安定解析は、式

(5.6) において、 $\tan \phi' = 0.400$  として計算をおこなう。

また、破壊確率は、式 (5.7) において  $F_{so} = 1$  であるから、結局、地震時の  $\Delta c$  は

$$\Delta c = \frac{\sum W \sin \alpha}{\sum l} (F_s - 1) \dots\dots\dots (5.7b)$$

ただし、 $F_s$  は、式 (5.6) による安定計算の結果求められる臨界円の安全率であり、右辺の他の数値も臨界円のものを用いる。

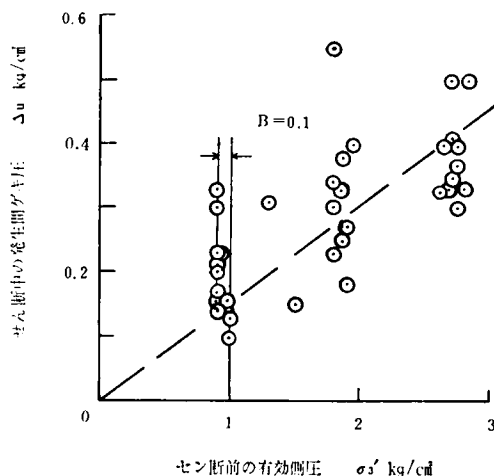


図-5.13 せん断中の発生間げき圧

**5・6・4 計算結果** 各外的条件に対する臨界円は、図 5・14 ～ 図 5・23 に示す通りである。これらに対応する安全率は表 5・3に、破壊確率は表 5・4 に示されている。

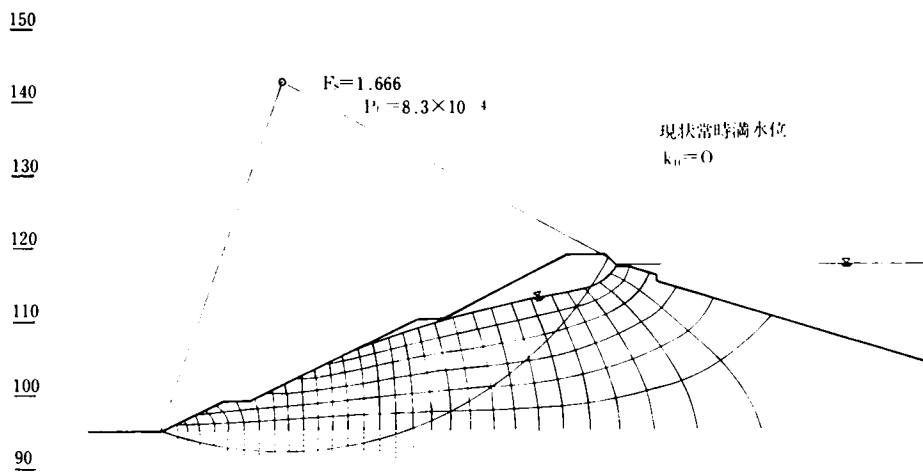


図 5・14 安定解析例

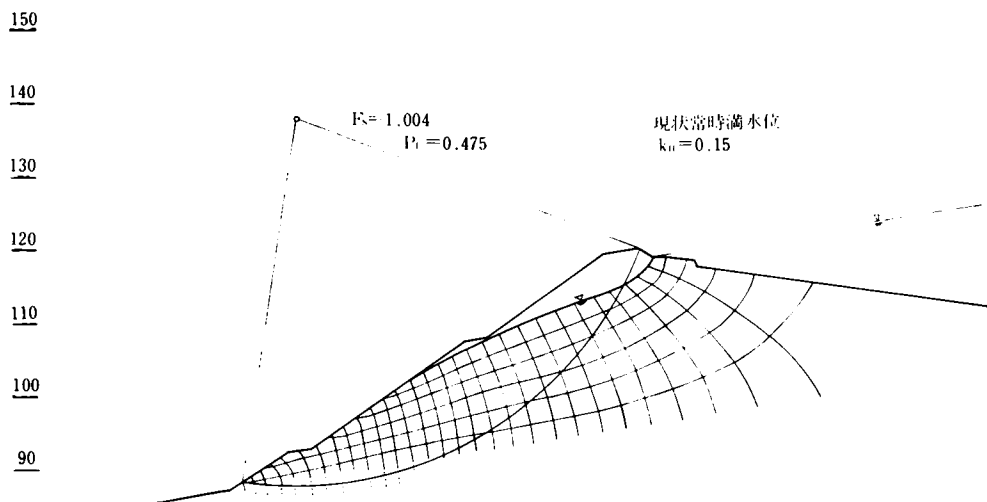


図 5・15 安定解析例



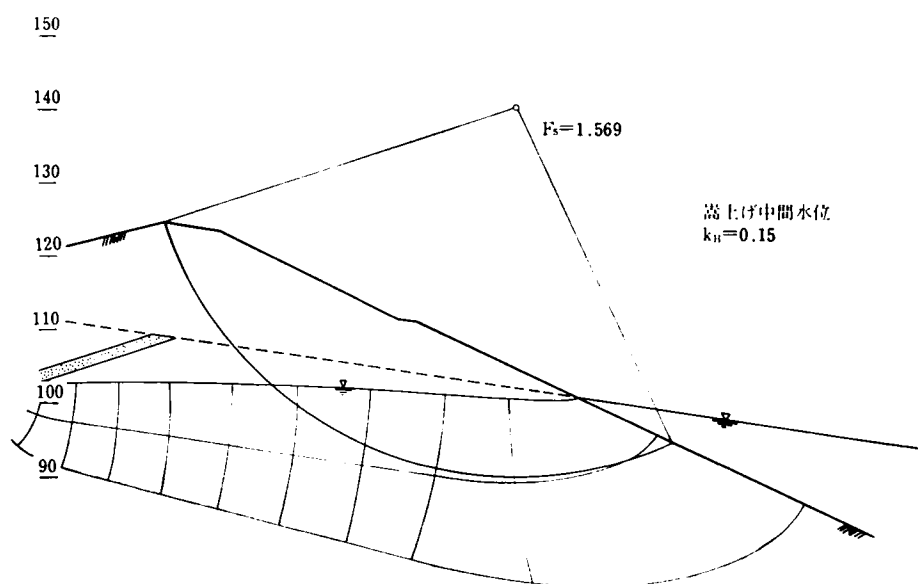


図 5・16 安定解析例

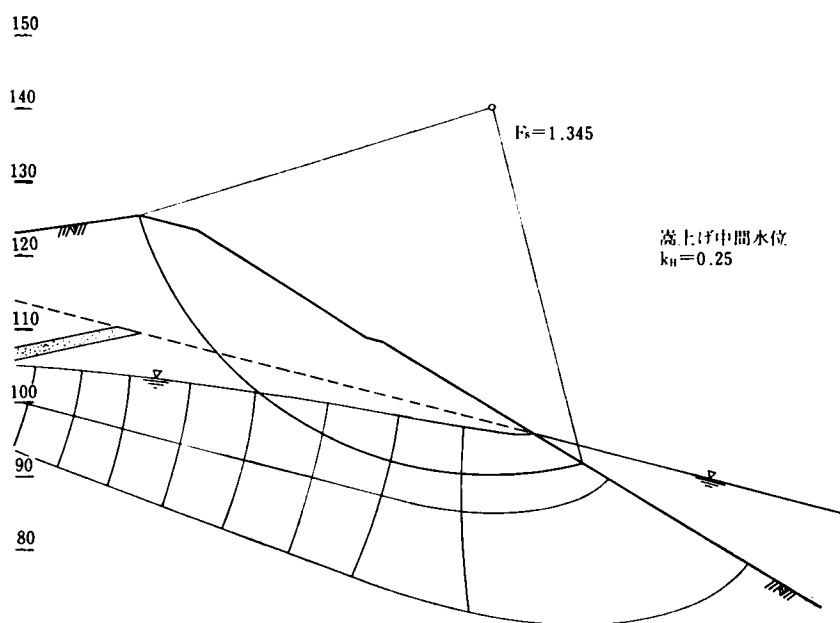


図-5・17 安定解析例

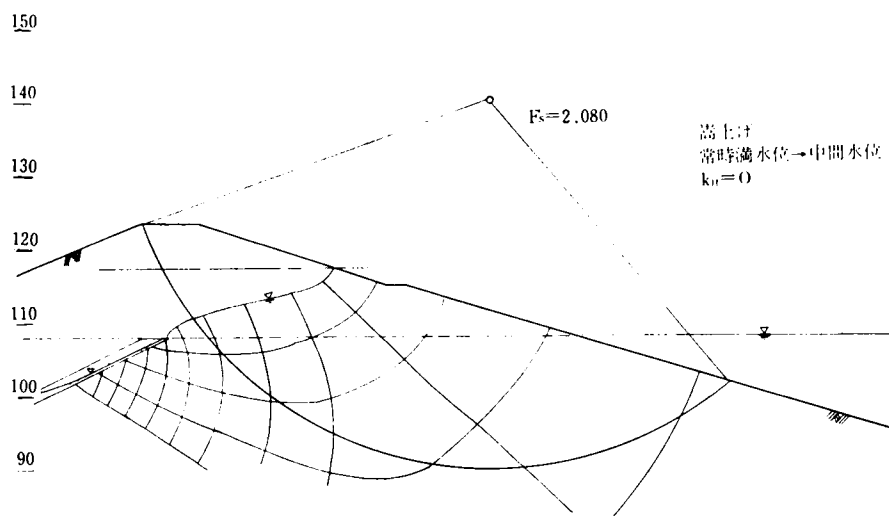


図 5.18 安定解析例

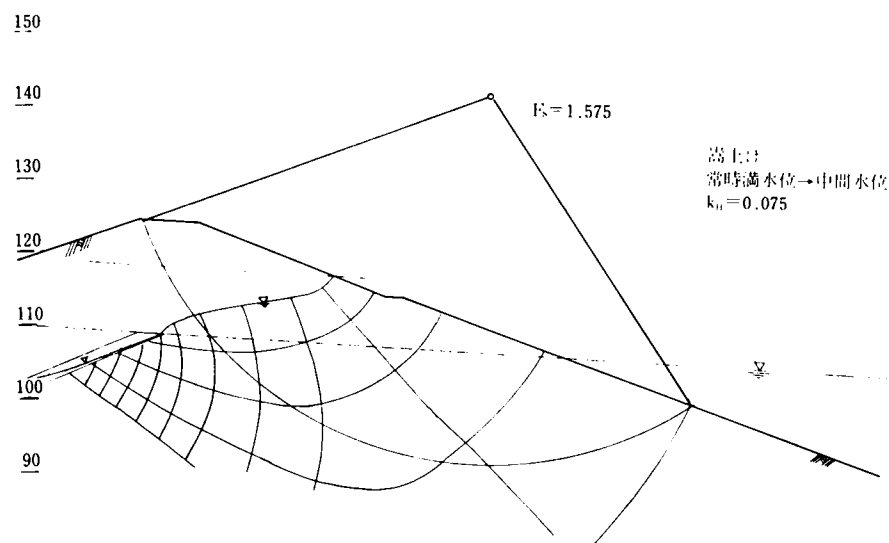


図 5.19 安定解析例

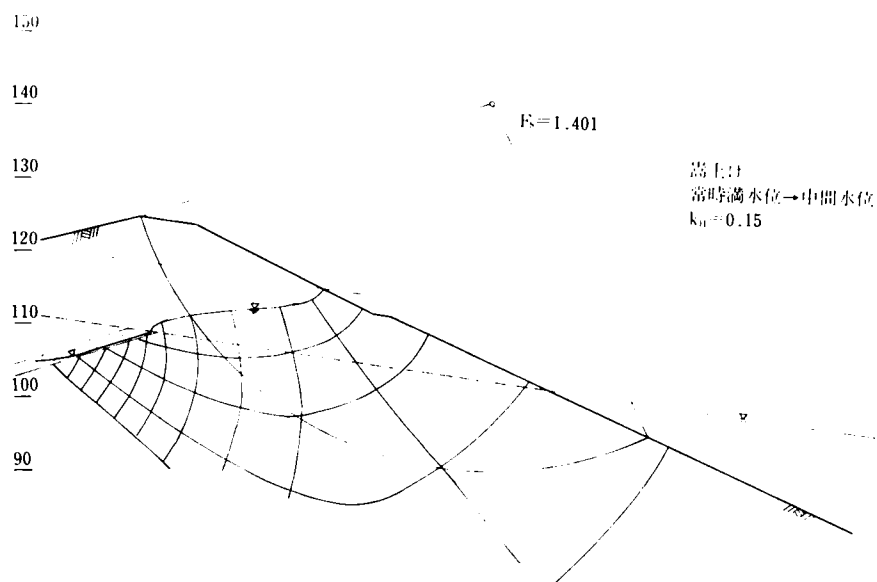


図 5.20 安定解析例

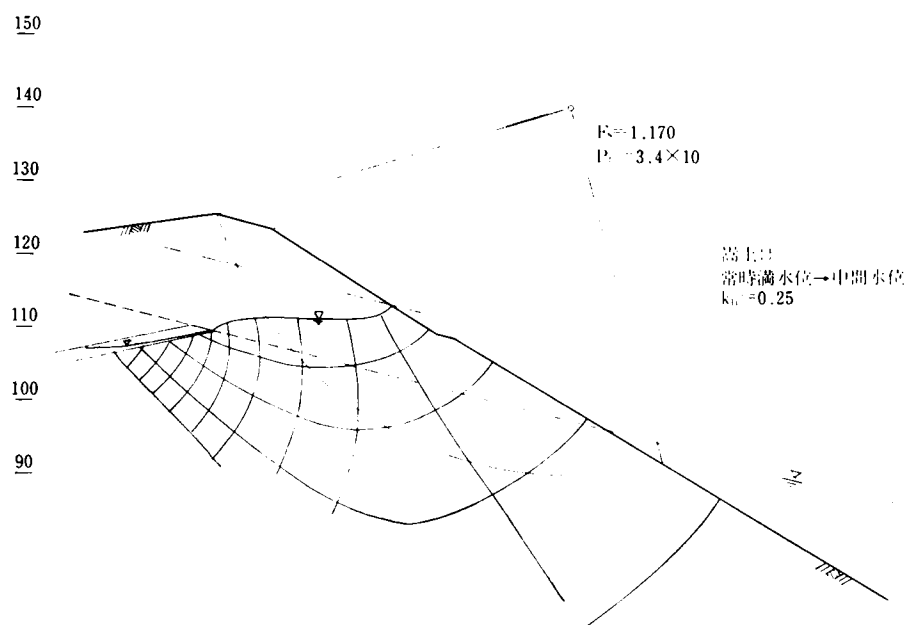


図 5.21 安定解析例

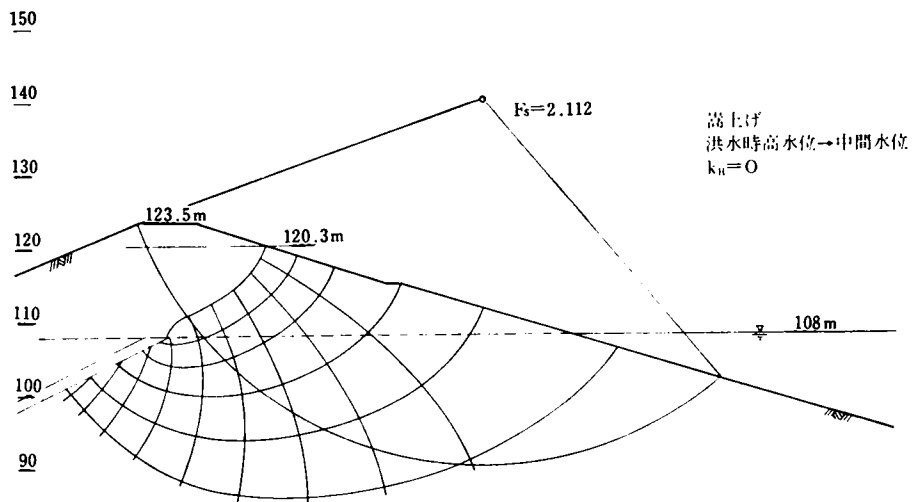


図 5・22 安定解析例

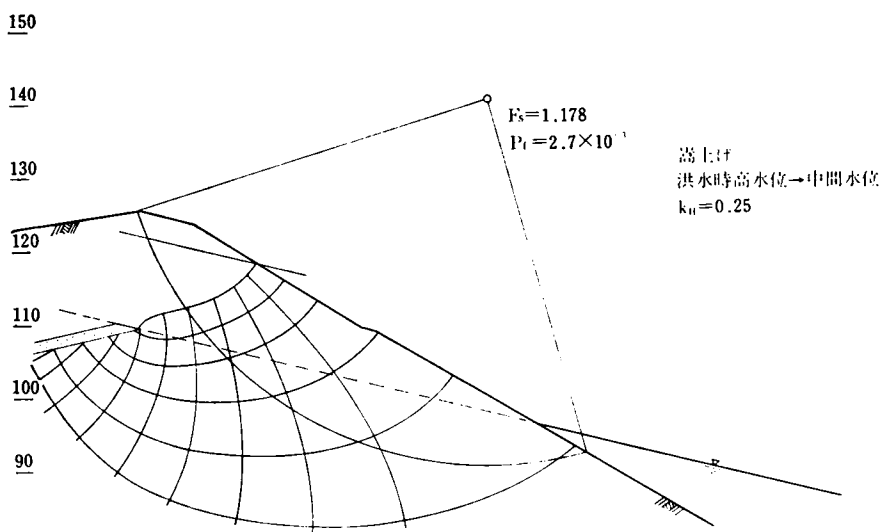


図-5・23 安定解析例

表5・3 安全率の計算結果

既設 嵩上げの別	水 位	水 平 震 度 $k_H$				備 考
		0	0.075	0.15	0.25	
既 設	常時満水位	1.666	—	1.004	—	下流側斜面
嵩 上 げ 後	中間水位	—	—	1.569	1.345	上流側斜面 のみ検討
	常時満水位 →中間水位	2.080	1.575	1.401	1.170	
	洪水時高水位 →中間水位	2.112	—	—	1.178	

$c' = 3.93 \text{ t/m}^2 \quad \tan \phi' = 0.460 (k_H = 0 \text{ のとき})$   
 $\tan \phi' = 0.400 (k_H = 0 \text{ のとき})$

表5・4  $\Delta C$  と 破 壊 確 率  $P_f$ 

既設 嵩上げ の別	水 位	水 平 震 度 $k_H$							
		0		0.75		0.15		0.25	
		$\Delta c$	$P_f$	$\Delta c$	$P_f$	$\Delta c$	$P_f$	$\Delta c$	$P_f$
既 設	常時満水位	1.31	$8.3 \times 10^{-4}$	—	—	0.028	0.475	—	—
嵩 上 げ 後	中間水位	—	—	—	—	3.50	*	2.34	*
	常満→中間	3.60	*	3.20	*	2.38	*	1.13	$3.4 \times 10^{-3}$
	高水→中間	3.69	*	3.51	*	—	—	1.16	$2.7 \times 10^{-3}$

\*印は、 $P_f$   $10 \times 10^{-5}$ を示す、 $\Delta c$  (t/m<sup>2</sup>)

## 5・7 ま と め

土構造物の安定解析に破壊確率を導入した。その方法は、まず、土質力学的な考察から必要安全率を求めておき、サンプルの力学試験から得られるせん断強度が「ある量」だけ低下したとき、ちょうど安全率が必要安全率まで低下するようにし、つづいて、現地盤のせん断強度がサンプルより「ある量」だけ低下している確率を計算して、破壊確率とするものである。この方法によれば、サンプルのせん断強度が同等であっても、サンプル数が少ない場合や、せん断強度のばらつきが大きいときは、破壊確率は高く出てくる。なお、必要安全率は、常時には 1.333、地震時には 1 と求められた。

## 第 6 章 結 論

### (1) 土の構成式の独立変数

土の力学的挙動を全面的に表現できる構成式は、多くの変数を含んだ壮大なものであろう。この論文は、対象を飽和粘性土に限ったために問題はかなり単純となった。飽和土の構成式において表現が困難なものは履歴の影響である。Hvorslev は履歴の影響を含めた破壊応力条件式を導くにあたって、独立変数の 1 つとして含水比（あるいは間げき比）を選んだ。しかし、この論文で明らかにしたように、上限降伏応力以下の応力を受けている試料の力学的挙動は先行圧密応力とせん断応力であらわすのが適当であり、含水比と有効応力が主役を演ずるのは上限降伏応力以上の有効応力範囲に限られる。

正規圧密粘土においても上述の状況は変わらず、とくに等含水比面上での Hvorslev の破壊応力条件が軸対称圧縮と伸張で異なるなどの現象は含水比の独立変数としての価値を疑わせる。先行圧密応力が 1 つの独立変数と見なされるべき理由は、有効応力の等方成分と対比すれば明らかである。すなわち、有効応力の等方成分は、粘土の骨格構造を形成する個々の土粒子接点に局部的なせん断力をも発生させるが、先行圧密応力の残留効果は粒子間引力を発生させたことにより、有効応力に抗して現在の骨格構造を保持する方向にのみ作用するのである。

このように、骨格構造を保持する方向に作用する応力を、有効応力と別個に導入することは、不飽和土の力学的挙動を考察する際にも重要であり、ここに飽和土から不飽和土へと構成式を拡張して行く手がかりがあるように思われる。

### (2) 塑性ポテンシャル

粘土に作用するせん断応力を増加させると、それに伴う非可逆ひずみが塑性ポテンシャルに支配されるに至る。現在のところ、この塑性ポテンシャルがどの程度応力経路の影響を受けるか明らかではないが、応力増分の方向に無関係にひずみ増分の方向が決定する領域が、破壊応力状態付近に存在することは確実である。中間主応力係数  $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$  が一定であるような試験によって発生する等ポテンシャル面を、 $\sigma_1' \cdot \sigma_2' \cdot \sigma_3' =$  空間に描くと、Mohr-Coulomb の破壊面に  $b = 0$  および  $b = 1$  で外接する曲面にほぼ平行な曲面群となる。

一方、この論文で導いた応力・ひずみ・時間式は、 $b = 0$  および  $b = 1$  においては実験値をよく説明するが、もともと弾性式を基礎としているために、 $0 < b < 1$  の範囲の  $b$  一定試験にお

けるひずみ増分方向は応力径路に一致することとなり、おのずから適用限界がある。この状況は、等方的な塑性ポテンシャルを仮定している Roscoe らの理論においても同様である。

今後、非可逆ひずみに関する塑性ポテンシャルがどのような応力条件のもとで発展するかを実験的に求める必要があるが、とくに(1)で述べた上限降伏応力との関連性をたしかめることが粘土の構成式を決定する上で重要であろう。

### (3) 非排水応力径路

圧密非排水試験の応力径路は、 $p \cdot q$  面上では一般にピークを持つであろう。また、ダイラタンシー指標  $d'$  は  $b$  にあまり影響されず ( $\tau_{\alpha} \propto p$ ) に比例的に増大する。ただし、 $d' = (\Delta u - \Delta p_T) / p_T$  であり、 $\Delta u$  は発生間げき水圧、 $\Delta p_T$  は全応力表示の平均垂直応力増分、 $p_T$  は圧密応力である。

### (4) せん断強度

正規圧密粘土の破壊応力面は Mohr-Coulomb の規準に近いが、つぎの2点で異なっている。第1に、ある圧密応力以上では、 $b = 1$  の  $d'$  は  $b = 0$  のそれより大きい。第2に、 $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$  空間内の破壊応力面は、 $b = 0$  および  $b = 1$  の破壊線に外接する曲面である。

## 5 ポアソン比・ヤング率・ $K_0$ 値

正規圧密粘土のポアソン比は、式(1・94)を式(1・6)に代入すれば得られる。 $K_0$  値の新らしい実験式は、式(1・32)で与えられる。ヤング率は式(2・15)式で与えられる。式から明らかのように、ポアソン比と  $K_0$  値は有効平均垂直応力やせん断時間に無関係となるが、ヤング率はこれらの関数である。

### (6) 力学試験結果の現場への適用性

適用上の問題点は、現場と室内試験の力学的条件の違いに起因する決定論的なものと、サンプルから現場を推定する手法に含まれる確率論的なものに分けられる。前者については、力学的条件の違いによる試験結果の差を補正するための「必要安全率」を導入すればよい。後者については、現場のせん断強度の深さ方向の分布が、サンプルから推定された分布より下廻っており、ちょうど「必要安全率」を満す強度しか保持していない確率の推定値を「破壊確率」と定義して従来の安全率のかわりに用いればよい。

## 謝 辞 と 結 語

この論文におさめた研究の多くは、京都大学防災研究所教授・村山朔郎博士，同・柴田徹博士の御指導のもとに行なったものである。尚教授および京都大学工学部教授・赤井浩一博士には土質力学の基本的な考え方からはじまって，あらゆる面で薫陶を受けた。

また，著者の京都大学防災研究所時代，つねに御指導いただいた名古屋大学助教授・松尾稔博士をはじめ，多くの共同研究者，神戸大学においては不十分な条件のもとで実験にとりくんだ卒業生や在學生，さらに折にふれて励ましてくださった神戸大学工学部・谷本喜一教授，同・枝村俊郎教授，これらの方々の中であってこそ，この小論をまとめることができたと思う。筆をおくにあたり深謝を表する次第である。

土の応力・ひずみ関係は金属材料の理論などを手本にして<sup>たて</sup>られていた時代もあった。しかし，土はいまや独自の構成方程式を持つようとしている。そのとき土は，その挙動の複雑さゆえに多くの材料の挙動を包括する物質として文明の発展に寄与することとなろう。著者も多くの土質学者に伍して，土の力学的挙動を全面的に表現できる構成方程式の確立のために何ほどかの寄与をなしたいと願うものである。



## 参 考 文 献

- 赤井浩一(1969) : 「浸透に関する事象」最上武雄編「土質力学」第2章, 技報堂.
- 有松鉄夫(1973) : 粘性土の走査型電子顕微鏡写真による考察, 神戸大学工学部卒業論文.
- Arulanandan, K., C.K. Shen and R.B. Young(1971) : Undrained Creep Behaviour of a Coastal Organic Silty Clay, *Géotechnique*, Vol.21, No.4, pp359-375.
- Bishop, A. W. (1958) : Test Requirement for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest, *Proc. Conf. Earth Pressure Problems* Vol.1, pp.2-14.
- Bishop, A. W., D.L. Webb and P. I. Lewin(1965) : Undisturbed Samples of London Clay from the Ashford Common Shaft : Strength Effective Stress Relationships, *Géotechnique*, Vol.15, No.1, pp.1-31.
- Bishop, A. W. (1966) : The Strength of Soil as Engineering Materials, *Géotechnique*, Vol.16, No.2, 1966, pp.91-128.
- Bishop, A. W. and H. T. Lovenbury(1969) : Creep Characteristics of Two Undisturbed Clays, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol.1, pp.29-37.
- Brooker, E. W. and H. O. Ireland(1965) : Earth Pressure at Rest Related to Stress History, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.2, No.1, pp.1-15.
- Calladine, C. R. (1963) : Correspondence on a Paper by Roscoe & Poorooshasb, *Géotechnique* Vol.13, No.3, p.250.
- Cornforth, D. H. (1964) Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand, *Géotechnique* Vol.14, No.2, pp.143-167.
- Crawford, C. B. (1959) The Influence of Rate of Strain on Effective Stresses in Sensitive Clay, *ASTM, Special Technical Pub.* 254, pp.36-48.
- El-Sohby, M. A. (1969) : Deformation of Sands under Constant Stress Ratios, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol.1, pp.111-119.
- 畑野・渡辺(1969) : 粘土, 砂, 碎石の動的, 静的粘弾性定数ならびにポアソン比について, 土木学会論文集, No.164, pp.33-49.
- Habib, M. P. (1953) : Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Shearing Strength of Soils, *Proc. 3rd Int. Conf. SMFE*, Vol.1, p.131 **136**.
- Hambly, E. C. and K. H. Roscoe (1969) : Observation and Predictions of Stress and Strain during Plane Strain of "Wet" Clays, *Proc. 7th Int. Conf. SMFE*, Vol.1, pp.173-181.
- Henkel, D. J. (1959) : The Relationships between the Strength, Pore water Pressure, and Volume-change Characteristics of Saturated Clays, *Géotechnique*, Vol.9, No.3, pp.119-135.
- Henkel, D. J. and N. H. Wade (1966) : Plane Strain Tests on Saturated Remoulded Clay, *Proc. ASCE, SM6*, pp.67-80.
- Hvorslev, M. J. (1936) : Conditions of Failure for Remoulded Cohesive Soils, *Proc. 1st Int. Conf. SMFE*, Vol.3, pp.51-53.

- Hvorslev, M. J. (1960): Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays, Proc. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, pp.169-273.
- 市原・松沢・山田 (1972): 平面ひずみ状態と軸対称ひずみ状態におけるゆるい飽和砂の非排水せん断特性, 土木学会論文集, No.205, pp.107-119.
- 稲田澄夫(1974): 走査型電子顕微鏡による粘土構造の解析, 神戸大学工学部卒業論文.
- 伊藤文平(1974): 飽和粘土の排水クリープ特性に関する研究, 京都大学大学院修士論文.
- Janbu, N. (1963) Soil Compressibility as determined by Oedometer and Triaxial Tests, Proc. Europäische Baugrundtagung, pp.19-25.
- Kamal, Z. A. and M. A. El Sohby (1973): Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure Ko, Journal of ASCE, SM7, pp.527-539.
- 軽部・栗原 (1966): 練り返し粘土のダイレクショナルせん断強度について, 土木学会論文集, No.135, pp.16-24.
- 軽部・原田 (1967): 練り返し粘土の平面変形条件について, 土木学会論文集, No.147, pp.1-9.
- 軽部大蔵 (1968): 有効応力からみた粘性土のクリープ現象, 京都大学防災研究所年報, No.11, B, pp.523-528.
- 軽部・井上 (1970): 乱さない粘土の一軸圧縮強さはらつきについて, 土木学会関西支部年次学術講演会, III-3.
- 軽部・大隅 (1970): 過圧密粘土の先行荷重について, 土木学会第25回年次学術講演会, 第3部, pp.171-174.
- 軽部大蔵 (1971): 過圧密粘土の強度について, 土木学会第26回年次学術講演会, 第3部, pp.97-100.
- 軽部・安井 (1971): 一軸圧縮クリープ試験結果の設計への適用について, 土木学会関西支部年次学術講演会, III-2.
- 軽部・玉井・苗村 (1973): 正規圧密粘土の力学諸定数について, 土木学会第28回年次学術講演概要集, 第3部, pp.13-14.
- 軽部・玉井・河合 (1974): Extension 状態を主とした飽和粘土の力学的諸性質, 第9回土質工学研究発表会講演集, pp.255-258.
- Kirkpatrick, W. M. (1957): The Condition of Failure for Sands, Proc. 4th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.172-178.
- Kjellman, W. (1936): Report on a Apparatus for Consummate Investigation of Mechanical Properties of Soils, Proc. Int. Conf. SMFE, Vol.2, pp.16-20.
- Lambe, W. (1969): Soil Mechanics, John Wiley & Sons, N.Y.
- Lee and Seed (1967): Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. ASCE, SM5.
- Lewin, P. I. and J. B. Burland (1970): Stress Probe Experiments on Saturated Normally Consolidated Clay, Géotechnique, Vol.20, No.1, pp.38-56.
- 松尾・嘉門 (1973): 物理化学的見地からのバリエーションペドロロ工学的性質について, 土木学会論文集, No.209, pp.103-113.
- 松尾・黒田 (1972): 盛土の破壊確率を考慮した土質調査規模決定法について, 土木学会論文集,

- No. 198, pp. 69-81.
- ・ Matsuo, M. and K. Kuroda (1974) : Probabilistic Approach to the Design of Embankments, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 1-17.
  - ・ Matsuoka, H. (1974a) : A Microscopic Study on Shear Mechanism of Granular Materials, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 1, pp. 29-43.
  - ・ Matsuoka, H. (1974b) : Stress Strain Relationships of Clays Based on the Mobilized Plane, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2 pp. 47-61.
  - ・ 三笠・木下 (1970) : 粘性土の圧密時間とせん断強度について, 土木学会第25回年次学術講演会, 第3部, 54.
  - ・ Mogami, T. (1966) : A Statistical Theory of Mechanics of Granular Materials, J. of Faculty of Eng., Univ. of Tokyo, Ser. B Vol. 28, No. 2.
  - ・ Moun, J. and I. Th. Rosenqvist (1961) : The Mechanical Properties of Montmorillonite and Illitic Clays Related to the Electrolytes of the Pore Water, Proc 5th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 263-267.
  - ・ Murayama, S. and T. Shibata (1958) : On the Rheological Characteristics of Clay (Part 1), Bulletin of Disaster Prevention Research Inst. No. 26, pp. 1-43.
  - ・ Murayama, S. and T. Shibata (1961) : Rheological Properties of Clays, Proc. 5th Int. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 269-273.
  - ・ 村山・軽部 (1969) : 平面変形状態における粘土のせん断特性について(2), 京都大学防災研究所年報, 12号B, pp. 129-137.
  - ・ 村山・松岡・北村 (1973) : 粘性土の応力ヒズミ関係について, 第28回土木学会全国大会, 第3部, pp. 15-16.
  - ・ Nakase, A. (1967) : The  $\phi = 0$  Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soils and Foundations, Vol. 7, No. 2, pp. 33-50.
  - ・ Ohta, H. (1971) : Analysis of Deformations of Soils Based on the Theory of Plasticity and its Application to Settlement of Embankments, 京都大学博士論文.
  - ・ Parry, R. H. G. (1960) : Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay, Géotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 166-180.
  - ・ Pickering, D. J. (1970) : Anisotropic Elastic Parameters for Soil, Géotechnique, Vol. 20, No. 3, pp. 271-276.
  - ・ Push, R. (1970) : Micro-structural Changes in Soft Quick Clay at Failure, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 1, pp. 1-7.
  - ・ Roscoe, K. H., A. N. Schofield and A. Thurairajah (1963) : Yielding of Clays in States Wetter than Critical, Géotechnique, Vol. 13, No. 2, pp. 211-240.
  - ・ Roscoe, K. H. and H. B. Poorooshasb (1963b) : A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays, Géotechnique, Vol. 13, No. 1, pp. 12-38.
  - ・ Roscoe, K. H. and J. B. Burland (1968) : On the Generalized Stress Strain Behaviour of

- 'Wet' Clay, Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp.535-609.
- Rowe, P.W. (1962) : The Strees-dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. Royal Soc., London, Series A, Vol.269, pp.500-527.
  - Rowe, P.W. (1963) : Stress-dilatancy, Earth Pressure, and Slopes, Proc. ASCE, Vol.89, No.SM3, pp.37-61.
  - Scott, R.F. (1963) : Principles of Soil Mechanics, Addison-Wesley, London, p.46.
  - Shen, C.K., K.Arulanandan and W.S. Smith (1973) : Secondary Consolidation and Strength of a Clay, Proc. of ASCE, SM1, pp.95-110.
  - 柴田徹 (1963) : 粘土のダイラテンシーについて, 京都大学防災研究所年報 6 号, pp.128-134.
  - Shibata, T. and D.Karube (1965) : Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays, Proc. 6th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.359-363.
  - Shibata, T. and D. Karube (1967) : Plane Strain Condition of Clay (Discussion), Proc. ASCE, SM5, pp.325-327.
  - Shibata, T. and D.Karube (1969) : Creep Rate and Creep Strength of Clays, Proc. 7th Int. Conf. SMFE, Vol.1, pp.361-367.
  - Tschebotarioff, G. P. (1951) Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, McGraw Hill Book Co.
  - Walker, L.K. (1969) : Undrained Creep in Sensitive Clay, Géotechnique, Vol.19, No.4, pp.515-529.
  - Wroth, C.P. and R.H. Bassett (1966) : A Stress Strain Relationship for the Shearing Behaviour of a Sand, Géotechnique, Vol.16, No.1, pp.32-56.
  - Wu, T.H., A.K. Loh and L.E. Malvern (1963) : Study of Failure Envelope of Soils, Proc. ASCE, SM1, pp.145-181.
  - Yong, R.N. and E.McKyes (1971) : Yield and Failure of a Clay under Triaxial Stress, Proc. ASCE, SM1, pp.159-176.